

Tragverhalten und Sicherheit betonstahlbewehrter Stahlfaserbetonbauteile - Theorie und Anwendung -

Vom Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Technischen Universität Carolo Wilhelmina zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von Dipl.-Ing. Ulrich Gossla
aus Darmstadt



Eingereicht am:	04.02.1999
Mündliche Prüfung am:	07.05.1999
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Horst Falkner
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Gert König

1999

Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner knapp vierjährigen Tätigkeit am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig bei Herrn Professor Dr.-Ing. Horst Falkner.

Herr Professor Falkner verstand es, in einzigartiger Weise nicht nur den Verfasser selbst, sondern auch potente Forschungspartner in der freien Wirtschaft für neue Ideen zu motivieren. Die Arbeit wäre jedoch nicht ohne einen erheblichen Anteil Eigenmittel des Instituts möglich gewesen. Mein aufrichtiger Dank gilt Herrn Professor Falkner für die vorbildliche Unterstützung in jedweder Hinsicht.

Herrn Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Gert König spreche ich meinen herzlichen Dank für die sofortige Zusage zur Übernahme des Koreferats aus. Ich danke Herrn Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Ferdinand Rostásy für seine Mitwirkung als Prüfungsvorstand. Herrn Professor Dr.-Ing. Dieter Dinkler danke ich für sein Interesse an dieser Arbeit und seine Mitwirkung als Prüfer.

Die Entwicklung eines sicherheitsorientierten Bemessungskonzepts für Stahlfaserbeton wurde durch die stete Diskussionsbereitschaft von Herrn Dr.-Ing. Volker Henke begleitet, wofür ich zu großem Dank verpflichtet bin. Den Herren Dipl.-Ing. Peter Niemann und cand.-Ing. Matthias Scherner danke ich für die Durchsicht des fertigen Manuskripts und die gewährte Unterstützung.

Die Arbeit wäre jedoch nicht ohne die vorzügliche Mithilfe der Mitarbeiter des Instituts und der Materialprüfanstalt für das Bauwesen bei der Durchführung der Versuche möglich gewesen. Stellvertretend für alle Beteiligten möchte ich mich hier bei Herrn Dipl.-Ing. Horst Klinkert bedanken.

Braunschweig, im Mai 1999

Ulrich Gossla

Inhalt

1	Einleitung	9
1.1	Ausgangslage	9
1.2	Schwerpunkte der Arbeit	9
1.3	Versuche	10
1.4	Ziel	11
1.5	Anwendung	11
2	Eigenschaften des Stahlfaserbetons	12
2.1	Allgemeines	12
2.2	Bruchmechanik	13
2.2.1	Einführung in die Bruchmechanik	13
2.2.2	Bruchmechanische Beschreibung von zugbeanspruchtem Beton	14
2.2.3	Bruchmechanische Kenngrößen	16
2.2.4	Anwendung der Bruchmechanik auf Stahlfaserbeton	17
2.3	Energetisches Modell für Stahlfaserbeton	19
2.3.1	Integrierende und separierende Abbildungsmethoden	19
2.3.2	Zugtragverhalten von Stahlfaserbeton	19
2.3.3	Biegetragverhalten von Stahlfaserbeton	21
2.4	Rißbildung bei Stahlfaserbeton	23
2.5	Modell des Tragverhaltens im gerissenen Zustand	25
2.5.1	Balkenmodell	25
2.5.2	Rechenmodell zur Integration der Balkenkrümmung	27
2.5.3	Genauigkeit des vorgestellten Balkenmodells	28
2.6	Maßstabeffekt und Rotationsfähigkeit	31
2.7	Normative Regelung charakteristischer Materialeigenschaften	34
2.8	Ableitung charakteristischer Materialeigenschaften	36
2.8.1	Allgemeines	36
2.8.2	Charakteristische Werte für ungerissenen Faserbeton	37
2.8.3	Charakteristische Werte für gerissenen Faserbeton	38
2.9	Zusammenfassung	39

3	Tragwerkssicherheit	41
3.1	Einführung in die Zuverlässigkeitstheorie	41
3.1.1	Historische Entwicklung sicherheitsorientierten Bauens	41
3.1.2	Methoden der Zuverlässigkeitsanalyse	41
3.1.3	Aufgabe der Zuverlässigkeitsanalyse	43
3.1.4	Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung	44
3.1.5	Numerische Behandlung der FORM	45
3.2	Probabilistische Bemessungskonzepte	47
3.3	Sicherheitskonzept der Eurocodes	47
3.4	Statistische Kennwerte der Lasteinwirkungen	49
3.5	Sicherheitskonzepte für tragende Bauteile aus Stahlfaserbeton	50
3.5.1	Allgemeines	50
3.5.2	Sicherheitsanalyse biegebeanspruchter Stahlfaserbetonquerschnitte	52
3.5.3	Sicherheit eines Zugstabs aus Stahlfaserbeton	53
3.5.4	Biegebeanspruchte Stahlfaserbetonquerschnitte	57
3.5.5	Sicherheit von Stahlfaserbetonquerschnitten unter Biegung mit Normalkraft	58
3.5.6	Sicherheitsniveau von kombiniert bewehrten Querschnitten unter Momentenbeanspruchung	61
3.5.7	Systembetrachtung kombiniert bewehrter Bauteile	63
3.5.8	Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept für Stahlfaserbeton	64
3.5.9	Alternatives Sicherheitskonzept für redundante Tragsysteme	65
3.6	Zusammenfassung	66
4	Experimentelle Untersuchungen	67
4.1	Motivation und Ziel	67
4.2	Materialversuche im Labormaßstab	67
4.2.1	Einachsiale Zugversuche	67
4.2.2	Biegezugversuche an Stahlfaserbetonbalken	69
4.2.3	Statistische Auswertung von Biegezugversuchen	69
4.2.4	Berücksichtigung der Rißlage	72
4.2.5	Biegezugversuche an kombiniert bewehrten Balken	74
4.2.6	Schwellastversuche an Biegebalken	77
4.3	Hauptversuche im Bauteilmaßstab	79
4.3.1	Allgemeines	79
4.3.2	Versuchsaufbau für punktgestützte Stahlfaserbetonplatten	81
4.3.3	Bewehrungskonzepte	82
4.3.4	Versuchsdurchführung und Ergebnisse	83
4.3.5	Tragverhalten im Bruchzustand	85
4.4	Zusammenfassung	86

5	Berechnung	87
5.1	Allgemeines	87
5.2	Abbilden des Tragverhaltens mit der Finite-Element-Methode	87
5.2.1	Das Finite-Element-Programm ANSYS	87
5.2.2	Implementierung der Materialgesetze	88
5.2.3	Elementierung	89
5.3	Nachrechnung der Bauteilversuche	90
5.4	Zweidimensionales Rechenmodell	94
5.5	Traglastermittlung nach der Bruchlinientheorie	96
5.6	Zusammenfassung	98
6	Ingenieurmodell und Bemessungskonzept	100
6.1	Einleitung	100
6.2	Materialmodell für die zweidimensionale Berechnung	101
6.2.1	Nachteile der elastischen Berechnung von Stahlfaserbetonbauteilen	101
6.2.2	Elastisch-idealplastisches Materialmodell	101
6.2.3	Interaktion von Stahlfaserbewehrung und Betonstahl	103
6.3	Ingenieurmodell auf Basis der Bruchlinientheorie	104
6.3.1	Allgemeines	104
6.3.2	Globales Tragmodell für gleichmäßige Flächenlasten	105
6.3.3	Lokales Tragmodell	108
6.3.4	Berücksichtigung beliebiger Laststellungen und Geometrie	110
6.4	Vergleich der Ingenieurmodelle	110
6.5	Sicherheitskonzept	112
6.5.1	Anwendungsgebiete	112
6.5.2	Teilsicherheitsbeiwerte und charakteristische Werte für Stahlfaserbeton	113
6.6	Bewertung hinsichtlich des Sicherheitsniveaus	114
6.7	Gebrauchstauglichkeit lokal bewehrter Faserbetonplatten	117
6.8	Bemessungsdiagramm für pfahlgestützte Industrieböden	118
7	Zusammenfassung und Ausblick	121
8	Literatur	124

Bezeichnungen

Bezeichnungen in Formeln werden weitestgehend in Anlehnung an DIN 1080 sowie ISO 3898 (EC 2) gewählt. Die am häufigsten verwendeten Zeichen sind nachfolgend zusammengestellt. Alle weiteren werden im Text am Ort ihrer ersten Verwendung erläutert.

Große lateinische Buchstaben

A	Fläche
E	Elastizitätsmodul
F	Kraft
G	Eigengewichtslast
I	Flächenmoment 2. Grades
L	Länge
P	Wahrscheinlichkeit
Q	Verkehrslast (Kraft)
S	Spannungstensor
W	Arbeit (Energie)

Kleine lateinische Buchstaben

b	Bauteilbreite
h	Bauteildicke
d	Durchmesser
f	Festigkeit (ISO)
g	Eigengewichtslast
q	Verkehrslast
t	Zeit
u	Relativverschiebung
w	Durchbiegung / Rißbreite

Griechische Buchstaben

α	Wichtungsfaktor
β	operativer Sicherheitsindex
β	Festigkeit (DIN)
δ	Relativverformung
γ	Sicherheitsindex
ε	Dehnung
κ	Krümmung
ρ	Bewehrungsgrad
φ	virtueller Winkel

ν	Querdehnzahl
σ	Normalspannung
τ	Schubspannung
ψ	Winkel

Indizes

c	charakteristisch
cr	Riß
d	Bemessungswert
f	Stahlfasern
f	Bruch, bruchenergetisch
fl	Biegung
i, j	Zeiger
k	charakteristischer Wert
m	Mittelwert, Material
r	Riß
s	Stahl
t	Zug
o	oben
p	Vorspannung
u	Grenz-, ultimate
v	Vergleich
x, y, z	Koordinaten
II	gerissener Zustand

kombinierte Bezeichnungen

f_{cm}	mittlere Zylinderdruckfestigkeit
f_{ctm}	mittlere Zugfestigkeit
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit
$f_{ct,fl,II}$	fiktive Biegezugfestigkeit
G_f	Bruchenergie

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage

Während sich ausgehend vom 19. Jahrhundert Stahl- und Spannbeton schnell etablieren konnten, blieb der Stahlfaserbeton eher unbedeutend. Entsprechend konzentrierten sich die Forschungs- und Entwicklungsarbeiten auf die erstgenannten Bauweisen. Erst in den 60er Jahren begannen intensivere Forschungen auf dem Gebiet des Stahlfaserbetons. Anfänglich konzentrierten sich die Arbeiten auf die Untersuchung der Frisch- und Festbetoneigenschaften. Daneben wurden theoretische Ansätze zur Beschreibung der Faserverstärkung zementgebundener Matrizen abgeleitet. Hinsichtlich der Materialbeschreibung bewegte man sich dabei hauptsächlich auf der Mikro- und Mesoebene. Erst später erfolgten Darstellungen in der Bauteil- oder Makroebene.

Zwei unterschiedliche Denk- und Beschreibungsarten für den Werkstoff Stahlfaserbeton werden bis heute parallel verwendet: Einerseits wird Stahlfaserbeton als „mit Stahlfasern bewehrter Beton“ charakterisiert, andererseits existiert die Betrachtung des Stahlfaserbetons als Werkstoff selbst. Der erste Ansatz basiert auf der Mesoebene und ist zur betontechnologischen Beschreibung unerlässlich. Der zweite Ansatz auf Makroebene hat insbesondere den großen Vorteil für die Bauteilbetrachtung, da der Werkstoff hinsichtlich seiner Leistungsfähigkeit charakterisiert werden kann.

1.2 Schwerpunkte der Arbeit

In vielen Ländern existieren seit längerem Normen zur Bemessung von Stahlfaserbetonbauteilen ([1], [35], [51], [63]). Für die Anwendung in Deutschland wurden beim DBV zwei Merkblätter erarbeitet [11], [12], nach denen Tunnelschalen und Industrieböden bemessen werden können. Ihnen liegt ein deterministisches Sicherheitskonzept zugrunde, das insbesondere die Anwendung außerhalb des konstruktiven Ingenieurbaus vorsieht.

Derzeit sind ergänzende Vorschriften für den Eurocode 2 hinsichtlich Stahlfaserbeton in Bearbeitung. Darin wird versucht, die Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons so zu beschreiben und zu klassifizieren, daß er generell für konstruktive Belange herangezogen werden kann.

Eine solche Ausweitung der Anwendungsgebiete des Stahlfaserbetons bedingt nicht nur die intensive Auseinandersetzung mit diesem Baustoff, sondern insbesondere auch eine vertiefte sicherheitstheoretische Betrachtung. Dabei wird deutlich, daß die

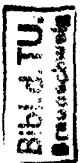
Zahl der potentiellen Anwendungen ausschließlich faserbewehrter Bauteile im konstruktiven Ingenieurbau nicht nur aus wirtschaftlichen Gründen begrenzt ist.

Eine mögliche Alternative ist die Anwendung kombiniert mit Betonstahl bewehrter Bauteile. Auf diesem Gebiet entstanden bereits einige vielversprechende Arbeiten. Jedoch fehlt eine abschließende Bewertung der Berechnungsverfahren in bezug auf das damit erreichte Sicherheitsniveau. Hierfür ist es erforderlich, die auf Grundlage der Bruchmechanik basierenden Definitionen der Materialeigenschaften des Stahlfaserbetons für den Tragfähigkeitsnachweis im Grenzzustand zu verlassen. In dieser Arbeit werden Wege aufgezeigt, Stahlfaserbeton als „bewehrten Beton“ zu charakterisieren.

1.3 Versuche

Im Rahmen dieser Arbeit wird auf vom Verfasser am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig durchgeführte Grundlagen- und Bauteilgroßversuche verwiesen [26], [27]. Geprüft wurden stahlfaserbewehrte, zusätzlich mit Betonstahl bewehrte sowie vorgespannte Bauteile unter statischer und statisch-zyklischer Beanspruchung (Schwellast). Hauptsächlich und soweit nicht anders angegeben wurden Normalbetone mit angestrebter Güte von C 30/37 mit 40 kg/m³ Stahldrahtfasern der Abmessungen l/d = 60/0,75 (mm) verwandt. Da die Ergebnisse auf charakteristische Eigenschaften, insbesondere auf die Nachrißzugfestigkeit des Stahlfaserbetons, bezogen sind, ist eine Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Faserdosierungen und -qualitäten möglich.

Im direkten Zugversuch an geschalteten Zylindern wurden einachsiale Spannungs-Rißöffnungs-Beziehungen ermittelt. Biegezugversuche an geschalteten Balken analog zu den DBV-Merkblättern sowie an ausgesägten Balken und Plattenstreifen dienten zur vergleichenden Ermittlung der Last-Verformungskurve und damit der indirekten Ermittlung der Nachrißzugfestigkeit des Stahlfaserbetons sowie des kombiniert mit Betonstahl bewehrten Faserbetons. Die Vielzahl dieser Versuche unter gleichen Bedingungen ermöglichte eine gesicherte statistische Auswertung hinsichtlich der Festigkeitsparameter.



Versuche im Bauteilmaßstab an drei punktgestützten Platten der Abmessungen 5,00 m x 5,00 m dienten zur Verifikation der auf den Grundlagenversuchen basierenden Berechnungs- und Bemessungsansätze. Es konnte gezeigt werden, daß durch geringe örtlich begrenzt zugelegte Bewehrung oder Vorspannung das Gebrauchs- und Tragverhalten entscheidend verbessert werden kann.

Das Hauptaugenmerk der Versuche lag auf der Beschreibung des Zug- und Biegetragverhaltens sowie insbesondere der Definition des rechnerischen Bruchzustands für Stahlfaserbeton zum Aufbau eines sicherheitsorientierten Bemessungsverfahrens.

1.4 Ziel

Aufbauend auf einer mit dem Stahlbetonbau vergleichbaren eigenständigen Definition des Bruchzustands wird ein Modell zur Berechnung und Bemessung allgemeiner auf Biegung und Normalkraft beanspruchter Stahlfaserbetonbauteile entwickelt und durch Versuche verifiziert. Daneben wird eine mit gültigen Stahlbetonnormen vergleichbare Wertung hinsichtlich der erreichbaren Sicherheit vorgenommen. Ein Ingenieurmodell für die Berechnung im Grenzzustand der Biegetragfähigkeit wird vorgestellt. Teilsicherheitsbeiwerte für die im Sinne einer Bewehrung wirkenden Stahlfasern werden in Abhängigkeit vom angestrebten Sicherheitsniveau angegeben.

Ziel der Arbeit ist die Entwicklung eines sicherheits- und anwendungsorientierten Ingenieurmodells für die Berechnung und Bemessung kombiniert bewehrter plattenartiger Stahlfaserbetonbauteile, welches den Nachweis der Grenztragfähigkeit sowohl mittels der Finite-Element-Methode als auch unter Verwendung einfacher auf der Bruchlinientheorie basierender Verfahren erlaubt.

1.5 Anwendung

Mit dem vorgestellten sicherheitsorientierten Bemessungsverfahren für Stahlfaserbeton könnten prinzipiell alle biege- und zugbeanspruchten Stahlfaserbetonbauteile bei statischer Anrechnung der Faserwirkung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachgewiesen werden. Es wird jedoch darauf hingewiesen, daß eine solche Vorgehensweise in Deutschland einer Zustimmung im Einzelfall bedarf.

Werden Industrieböden als auf dem Untergrund gebettete Stahlfaserbetonplatten ausgeführt, so bedürfen sie keiner bauaufsichtlichen Zulassung, solange sie nicht gleichzeitig die Funktion der Gründung weiterer Bauteile übernehmen. Stahlfaserbeton hat sich auf diesem Gebiet etabliert. Im Rahmen dieser Arbeit wird an einem System für Industrieböden auf gering tragfähigem Untergrund gezeigt, daß neben gebetteten Bodenplatten auch die Ausführung frei tragender Stahlfaserbetonplatten möglich ist.

Für Industrieböden auf Pfählen wird ein System kombinierter Bewehrungsführung vorgestellt, das im Rahmen der im Auftrag der Firma N.V. Bekaert S.A. am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig vom Verfasser durchgeführten Forschungsarbeit entwickelt wurde.

2 Eigenschaften des Stahlfaserbetons

2.1 Allgemeines

Beton zeichnet sich wie nahezu alle mineralischen Werkstoffe durch ein sprödes Verhalten aus. Er erreicht Zugfestigkeiten, die in der Regel nur 5 bis 10% der jeweiligen Druckfestigkeit betragen. Während sich auf dem Niveau der Druckfestigkeit bei normalfesten Betonen ein mehr oder minder ausgeprägtes Fließplateau ausbildet, tritt mit Erreichen der Zugbruchdehnung eine unmittelbare Entfestigung auf.

Die Betonzugfestigkeit ist, verglichen mit der Druckfestigkeit, erheblich größeren Schwankungen unterworfen. Die Art und Dauer der Belastung sowie die Eigenspannungszustände beeinflussen sie maßgeblich. Deshalb wird im allgemeinen nicht zugelassen, die Betonzugfestigkeit für den Nachweis der Bauteiltragfähigkeit heranzuziehen.

Ähnlich dem Versagen auf Druck wird auch beim Zugversagen von Beton ein Nachbruchverhalten beobachtet. Diese Eigenschaft ist auf die Tatsache zurückzuführen, daß sich im Beton durch innere Zwänge sowie beim Aufbringen einer Zugbeanspruchung vor Erreichen der Maximallast Mikrorisse ausbilden, wobei gewissermaßen eine Vorschädigung stattfindet. Diese Rißentwicklung bleibt bei geringer Beanspruchung stabil. Mit Überschreiten einer Grenzdehnung tritt instabiles Rißwachstum auf und die Spannungen fallen mit zunehmender Dehnung stetig bis auf Null ab. Charakterisiert wird der abfallende Ast durch die Bruchenergie G_I , die sich aus dem Integral der Spannungs-Dehnungslinie ergibt.

Das Hinzufügen von Stahlfasern in die Betonmatrix bewirkt Veränderungen der Frisch- und Festbetoneigenschaften. Durch die zusätzliche zu benetzende Oberfläche wird der ursprüngliche effektive Wasserzementwert der Grundbetonmischung herabgesetzt. Geringfügige Auswirkungen auf die Festigkeitseigenschaften der Betonmatrix sind die Folge. Die rheologischen Eigenschaften des Frischbetons werden erheblich verändert. Am offensichtlichsten äußert sich dies in der Verringerung des Ausbreitmaßes. Mit zunehmendem Fasergehalt sinkt die Pumpfähigkeit des Betons, und die erforderliche Verdichtungsenergie nimmt zu. Durch eine entsprechende Erhöhung der Fließmittelmenge lassen sich diese Einflüsse teilweise kompensieren. Bei entsprechend darauf abgestimmter Rezeptur lassen sich in Abhängigkeit des Fasertyps bei Gehalten bis ca. 60 kg/m³ Stahlfaserbetone baustellengerecht verarbeiten. Dieser Fasergehalt wird insbesondere bei Drahtfasern als Grenzwert der praktischen Anwendung gesehen. Sehr kurze Stahlfasern, wie sie beispielsweise im Tresorbau verwendet werden, lassen höhere Dosierungen zu.

Stahlfaserbeton war lange Zeit im Gegensatz zu vielen anderen Ländern ein in Deutschland nicht geregeltes Bauprodukt. Erst seit 1998 besteht die Pflicht, die Faser als Betonzusatzstoff bauaufsichtlich zuzulassen. Eine Klassifizierung der Faserbetone hinsichtlich einer bestimmten Güte oder Leistungsfähigkeit unter Verwendung eines bestimmten Typs und Fasergehalts erfolgte jedoch bislang nicht.

Eine Vielzahl unterschiedlicher Fasertypen sind am Markt vertreten. Im wesentlichen lassen sich diese hinsichtlich ihres Herstellungsprozesses in die drei Gattungen Draht-, Blech- und Spanfasern gruppieren. Eine weitere Einteilung nach Materialgüte, Geometrie und Oberflächeneigenschaften wäre möglich.

So unterschiedlich die Stahlfasertypen sind, so stark streuen Einflüsse der Faserzugabe auf die Festbetoneigenschaften. Stahlfasern haben geringfügige Auswirkungen auf das Verhalten des ungerissenen Betons. Neben direkten Einflüssen auf die Frischbetoneigenschaften wirken sie mechanisch im Verbund. Sie sind in gewissem Maße in der Lage, die Reißneigung durch ein Vernähen der Mikrorisse bzw. Stabilisieren der Reißprozeßzone zu mindern.

Wird Stahlfaserbeton als „bewehrter Beton“ angesehen, so sollte die Kraftübertragung im Reiß als die charakterisierende Größe der Faserbewehrung herangezogen werden. Diese hängt in einem noch größerem Maße von der Menge und Art der Stahlfasern ab als die zuvor beschriebenen Einflüsse auf den ungerissenen Beton. Bei der quantitativen Beschreibung des Nachreißverhaltens von Stahlfaserbeton unter Zugbeanspruchung sind bruchmechanische Kenngrößen gebräuchlich. Die Überlegungen zur Anwendung dieser energetischen Betrachtungsweise basieren im wesentlichen auf einem quantitativen Vergleich des Last-Verformungsverhaltens im Nachbruchzustand sowohl unter Druck- als auch unter Zugbeanspruchung.

2.2 Bruchmechanik

2.2.1 Einführung in die Bruchmechanik

Die Bruchmechanik beschreibt die bei Reißbildung und Zugversagen ablaufenden Prozesse auf energetischer Basis. Diese Betrachtungsweise läßt sich auf die Arbeiten von Griffith im Jahre 1920 zurückführen [28], der mit der Beschreibung des spröden Materials Glas unter Zugbeanspruchung die lineare Bruchmechanik begründete. Seiner Theorie liegt zugrunde, daß es keine ideal homogenen Materialien gibt, sondern grundsätzlich lokale Schwach- und Fehlstellen existieren. Die von solchen Stellen ausgehende Spannungskonzentration führt bei spröden Materialien zu innerer Reißbildung. Aufgabe der Bruchmechanik ist es, das Versagen, ausgehend von dieser anfänglichen materialbedingten Reißbildung, zu beschreiben.

Beton ist als künstlich hergestelltes Konglomerat nicht homogen. Neben den Inhomogenitäten der Zuschlagskomponenten existieren Grenzflächen zwischen den Phasen Zuschlagskorn und Zementmatrix. Darüber hinaus treten durch die Hydrata-

tion bedingte Eigenspannungen auf. Beton besitzt rheologische Eigenschaften, er unterliegt dem Kriechen und der Relaxation.

Kaplan, der bereits 1961 die lineare Bruchmechanik auf Beton anwendete, fand heraus, daß damit der Rißfortschritt nur unvollständig beschrieben werden könne. Bei durchgeführten Biegezugversuchen an gekerbten Balken stellte er einen Einfluß der Porekörpergröße fest und führte dies auf die genannten Inhomogenitäten des Betons zurück [39].

2.2.2 Bruchmechanische Beschreibung von zugbeanspruchtem Beton

Die Beschreibung des Materialverhaltens mittels der Bruchmechanik beruht auf der Annahme, daß zur Erzeugung einer Rißfläche eine definierte Oberflächenenergie notwendig ist. Im Fall eines stabilen Rißzustands herrscht Gleichgewicht zwischen Oberflächenenergie und potentieller Energie des Körpers. Mit der Rißausbreitung wird potentielle Energie in Oberflächenenergie umgewandelt. Ein instabiles Rißwachstum ist mit dem Absinken der gesamten im Bauteil gespeicherten potentiellen Energie verbunden. Dies äußert sich darin, daß die notwendige Arbeit zum Erzeugen neuer Rißflächen geringer ist als die damit verbundene freisetzbare potentielle Energie.

Die Anwendung der linearen Bruchmechanik basiert auf der Bestimmung energetischer Zustände, bei denen die Summe aus elastischer potentieller Energie und Rißflächenenergie minimal ist. Der Energieanteil der Rißfläche ermittelt sich aus dem Produkt der Rißfläche und der spezifischen Oberflächenenergie im Riß, welche eine Materialkonstante ist.

Dabei wird bei der linearen Bruchmechanik von den beiden folgenden Voraussetzungen ausgegangen:

- linear-elastisches Materialverhalten außerhalb des Risses
- Nullspannungszustand senkrecht zur Rißoberfläche

Beide Bedingungen treffen für den Werkstoff Beton nicht vollständig zu. Da Beton neben dem aktiven Riß innerhalb einer sogenannten Rißprozeßzone weitere Mikrorisse bildet, kann, bezogen auf einen für die Separation maßgebenden Riß, kein energetisches Gleichgewicht herrschen. Mit Hilfe der nichtlinearen Bruchmechanik können diese Eigenschaften quantitativ beschrieben werden.

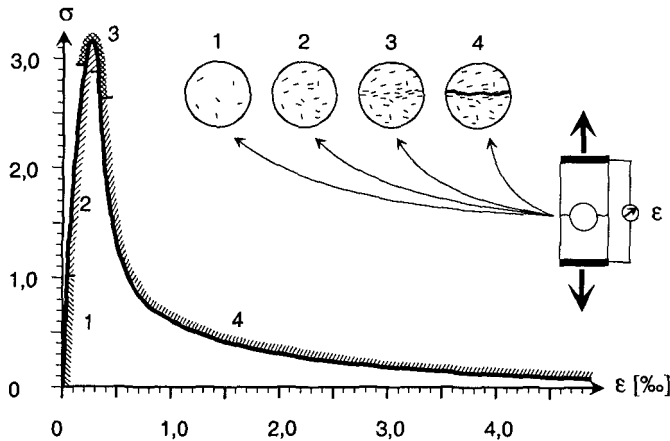


Bild 2.1: Zugtragverhalten von unbewehrtem Beton

In Bild 2.1 sind die unterschiedlichen Phasen der Rißbildung bei einer einachsialen Zugprobe dargestellt und mit der Kraft-Verformungs-Kurve in Relation gebracht. Sie basiert auf der von Schorn [61] vorgeschlagenen Unterteilung in vier Zonen. Danach liegen in Zone 1 bis zu einer Grenzdehnung lediglich räumlich begrenzte und stochastisch orientierte Mikrorißebenen vor. Mit einer weiteren Dehnungszunahme entstehen neue Mikrorisse, die sich zunehmend senkrecht zu den Hauptzugspannungen einstellen (Zone 2). Noch vor Erreichen der Zugfestigkeit beginnt ein Zusammenwachsen der Mikrorisse, aus denen sich bei zunehmender Dehnung ein Makroriß entwickelt (Zonen 3 bis 4).

Zur quantitativen Beschreibung dieser Phänomene wurden u.a. Modelle entwickelt, die Beziehungen über die Rißbreite oder über eine auf eine bestimmte Länge bezogene verschmierte Dehnung definieren. Während sich das von Hillerborg entwickelte „Fictitious Crack Model“ auf einen fiktiv angenommenen Einzelriß bezieht, existiert eine Vielzahl von Modellen, die das Materialverhalten auf endliche Längen verschmieren. Hier sei das u.a. von Bažant vorgestellte „Crack Band Model“ genannt. Beide Modelltypen lassen sich über eine Bezugslänge ineinander überführen [32].

Zur exakteren Abbildung des Bruchgeschehens sind einzelrißorientierte Modelle besser geeignet. Dagegen hängt die Genauigkeit bei dehnungsorientierten Modellen sehr stark von der Auflösung und damit von der gewählten Breite der angenommenen Rißzone ab. Bei der Strukturanalyse ist die Abbildung verschmierter Risse weiter verbreitet, da viele nichtlineare Finite-Element-Programme entsprechende Elemente zur Verfügung stellen, welche die Rißbildung über eine entsprechende Adaption der Elementsteifigkeitsmatrix erfassen, jedoch nur wenige Programme Risse automatisch diskretisieren können.

2.2.3 Bruchmechanische Kenngrößen

Der allgemeine räumliche Spannungszustand läßt sich mittels eines Spannungstensors beschreiben.

$$\mathbf{S} = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{pmatrix} \quad (2.1)$$

Der Tensor \mathbf{S} setzt sich aus den 6 voneinander unabhängigen Normal- und Schubspannungen zusammen. In einem homogenen Körper kann Reißbildung sowohl durch Zug- als auch durch Schubspannungen hervorgerufen werden. Die Bruchmechanik definiert drei verschiedene Reißöffnungsarten in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart.

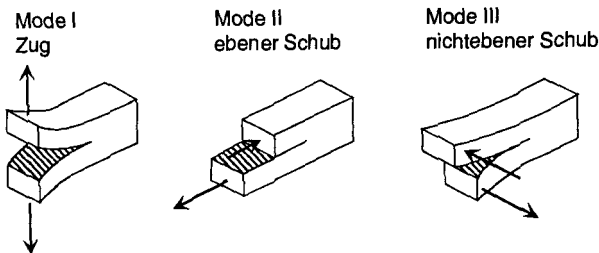


Bild 2.2: Reißöffnungsarten

Mode I wird reinem Zugversagen zugeordnet, Mode II ebenem und Mode III nichtebenen Schub. Da sich die nachfolgenden Betrachtungen auf die Beschreibung von zugbeanspruchtem Beton beschränken sollen, beziehen sie sich ausschließlich auf Mode I.

Mittels der linearen Bruchmechanik lassen sich für lokale Querschnittsveränderungen durch Einkerbungen, Risse etc. Spannungsintensitätsfaktoren als Funktion der Bauteilgeometrie angeben. Die Spannungsintensitätsfaktoren K ermitteln sich aus der Geometrie der lokalen Querschnittsveränderung. Sie unterscheiden sich in ihren Werten je nach Reißmodus.

Mit Hilfe der K -Faktoren können Spannungen in unmittelbarer Nähe solcher Störstellen ermittelt werden. Bei scharfkantiger Begrenzung oder an der Reißspitze ergeben sich nach linearer Bruchmechanik Singularitäten. Elasto-plastische Werkstoffe wie Stahl vermögen diese singulären Spannungsspitzen durch Plastizieren abzubauen, dennoch sind sie Ausgangspunkt des Versagens.

Bei spröden homogenen Werkstoffen sind sie ebenfalls Auslöser für den Versagensmechanismus. Instabiles Reißwachstum kündigt sich durch das Annähern des von der Reißgeometrie abhängigen K -Faktors an einen kritischen Wert K_{Ic} des Span-

nungsintensitätsfaktors im Mode I an. Dieser Wert wird auch als Bruchzähigkeit beschrieben. Aufgrund der Fähigkeit des Betons, im Riß Kräfte zu übertragen und Mikrorisse zu bilden, kann die lineare Bruchmechanik nur nach entsprechender Modifikation angewandt werden [29].

Während über die Bruchzähigkeit Vorgänge bis zum Erreichen instabilen Rißwachstums beschrieben werden, läßt sich das Zugtragverhalten von Beton nach Rißbildung über die Bruchenergie G_f beschreiben. Über die Ermittlung der geleisteten Arbeit als Integral der Last-Verformungskurve sind Rückschlüsse auf das Nachbruchverhalten von Beton möglich.

Die Bruchenergie G_f kann für den Mode I bei Zugbeanspruchung als Integral der Rißspannungen ermittelt werden.

$$G_f = \int_0^{\infty} \sigma_1(w_1) dw_1 \quad (2.2)$$

Bei gleichzeitiger Zug- und Schubbeanspruchung im Riß (Mixed-Mode-Beanspruchung) können die Normal- und Schubspannungen jeweils als Funktionen der normalen und tangentialen Rißöffnung angegeben werden.

Bei der experimentellen Bestimmung der Bruchenergie G_f im direkten Zugversuch ist zu berücksichtigen, daß es sich bei den während des Bruchvorgangs einstellenden meßbaren Verformungen um extrem kleine Größen handelt. Zur exakten Bestimmung des abfallenden Astes der Kraft-Rißöffnungslinie ist eine sehr steife Meßapparatur und eine dehnungsgeregelte Steuerung unerlässlich. Eine weitere Verbesserung der Meßgenauigkeit läßt sich über die Versteifung der Probe selbst durch Anordnung eines Kraftnebenschlusses, z.B. durch seitlich angeordnete Stäbe definierter Steifigkeit erreichen.

2.2.4 Anwendung der Bruchmechanik auf Stahlfaserbeton

Es ist naheliegend, die oben eingeführte bruchmechanische Beschreibungsweise auch auf Stahlfaserbeton anzuwenden. Prinzipiell läßt sich dies auf zwei Arten bewerkstelligen:

- Abbildung des Komposits auf Mikroebene getrennt für Beton und Faserbewehrung (separierende Modelle).
- Abbildung der Compositeigenschaften auf Meso- bzw. Makroebene unter Annahme homogener Eigenschaften des Stahlfaserbetons (integrierende Modelle).

Der zuerst genannte Ansatz bietet die Möglichkeit zur direkten Beschreibung des Verhaltens von Stahlfaserbeton auf Basis der Wirkung der einzelnen Stahlfaser. Um daraus auf das Materialverhalten rückschließen zu können, sind weiterführende Überlegungen zur stochastischen Verteilung und Orientierung der Fasern im Beton sowie der Effektivität der einen Riß kreuzenden Fasern notwendig. Die Auswirkungen einer zufälligen Faserverteilung auf das Verhalten auf Mikroebene ließe sich

effektiv mittels Monte-Carlo-Simulation beschreiben. Ähnliche Ansätze für die Beschreibung von Beton ohne Faserzugabe existieren bereits und sind u.a. in [57] dargestellt. Solche Modelle erlauben die detaillierte Ableitung der Faserbetoneigenschaften direkt aus den physikalischen Eigenschaften der Einzelkomponenten.

Einen anderen Weg beschreiben Modelle, die den Stahlfaserbeton als homogenen Werkstoff abbilden. Das Verhalten von Stahlfaserbeton läßt sich bruchmechanisch u.a. auf folgende Arten beschreiben:

- Beschreibung des Bruchbeginns über den Reißwiderstand
- Beschreibung des Nachbruchverhaltens über die Bruchenergie

Unter Berücksichtigung der von metallischen Werkstoffen bekannten Eigenschaft, an der Reißspitze Spannungssingularitäten durch Plastizieren abzubauen, läßt sich eine kritische Reißlänge für Einsetzen instabilen Reißwachstums definieren. Mittels dieser sogenannten „R-Kurven“ (R = resistance) kann ein materialcharakteristischer Reißwiderstand angegeben werden. Für den Werkstoff Stahlfaserbeton wurden derartige Überlegungen von Ouyang et al. angestellt [54].

Bei der energetischen Beschreibung des Nachbruchverhaltens von zugbeanspruchtem Stahlfaserbeton kann prinzipiell genauso vorgegangen werden wie bei unbewehrten Betonen. Jedoch sollte dabei beachtet werden, daß in Abhängigkeit der Faserart und -menge sowie des Verbundverhaltens zwischen Stahlfaser und Beton selbst bei Reißbreiten in Zentimetergröße noch nennenswerte Spannungen übertragen werden können. Derartige Spannungsanteile stehen jedoch in keinem Zusammenhang mit dem Bruchverhalten des Betons. Folgerichtig dürfen diese Spannungsintegrale als Arbeitsanteile nicht unter dem Begriff Bruchenergie subsummiert werden.

Das Fictitious Crack Modell, das zwischen „fiktiven“ Rissen, die Spannungen übertragen können und „realen“ Rissen, die keine Zugkräfte mehr übertragen, unterscheidet, läßt sich hier ohne weiteres anwenden, da es nach Hillerborgs Definition praktisch keine realen sichtbaren Risse gäbe. Nach Hillerborg [32] ist die klassische Bruchmechanik auf Faserbetone nicht ohne Modifikation anwendbar, insbesondere erscheint der Biegezugversuch zur Bestimmung bruchmechanischer Kenngrößen fraglich.

Naaman et al. [66] schlagen deshalb ein Bruchmodell vor, das den Bruchvorgang in drei Zonen unterteilt: Reißprozeßzone, plastische Zone und Reißzone ohne Spannungsübertragung. Basierend auf zentrischen Zugversuchen geben sie Spannungs-Reißöffnungs-Beziehungen an.

2.3 Energetisches Modell für Stahlfaserbeton

2.3.1 Integrierende und separierende Abbildungsmethoden

Bei den vorgestellten bruchenergetischen Modellen gibt es Widersprüche zur klassischen Bruchmechanik bei der Anwendung für Stahlfaserbeton. Dies liegt insbesondere darin begründet, daß während des Bruchvorgangs, also während der Freisetzung der im Beton gespeicherten potentiellen Energie, gleichzeitig Arbeit an den darin eingebetteten Stahlfasern geleistet wird. Diese Arbeit kann sich aus vier Anteilen zusammensetzen:

- Anteile elastischer Energie, die durch die Fasern aufgenommen wird. Dies führt zu einer Reduktion der freigesetzten Bruchenergie.
- Anteile plastischer Arbeit, die bei der Verformung der Stahlfasern selbst oder beim Herausziehen endverformter Fasern geleistet wird.
- Anteile aus Reibarbeit in der Grenzfläche zwischen Faser und Beton, die beim Herausziehvorgang geleistet wird.
- lokale bruchenergetische Anteile infolge Betondruckversagen am Faserende bei mechanischen Faserverankerungselementen, z.B. bei Fasern mit aufgestauchten Köpfchen.

Diese Arbeitsanteile stehen in keinem direkten Zusammenhang mit den bruchenergetischen Vorgängen des Betons selbst. Bisherige Modelle versuchten, auf Basis der klassischen oder einer modifizierten Bruchmechanik jeweils ein für den gesamten Bruchvorgang des Stahlfaserbetons gültiges Gesetz zu beschreiben. Man kann sie als integrierende Modelle bezeichnen.

Weit weniger stark im Detail diskutiert sind solche Modelle, die die Einzelanteile der geleisteten Arbeiten während des Bruchvorgangs ihrer Ursache nach trennen. Dies kann mit einer geringen Trennschärfe bei der Zuordnung der beschriebenen Anteile begründet werden, aber auch damit, daß die Notwendigkeit der Anwendung solcher separierender Modelle zur Beschreibung des Bauteilverhaltens nicht unmittelbar gegeben ist.

Für die Ermittlung von Materialkenngrößen zum Nachweis der Zustand-II-Tragfähigkeit eines biegebeanspruchten Stahlfaserbetonbauteils können lediglich Ergebnisse aus direkten Zugversuchen ohne Modifikation herangezogen werden. Da solche Prüfungen aufwendig sind, scheint es opportun, mittels eines separierenden Modells aus Biegezugversuchen die einzelnen Traganteile zu beschreiben.

2.3.2 Zugtragverhalten von Stahlfaserbeton

Stahlfaserbetone können auch im gerissenen Zustand Kräfte übertragen. Das Zugtragverhalten ist hier stark vom Fasergehalt und der Faserart abhängig. Im allgemeinen kann ein unterproportionales Ansteigen der Nachrißfestigkeiten in bezug auf

die Stahlfasermenge beobachtet werden. Der Verlauf der Zugspannungs-Rißöffnungsline selbst ist wiederum stark von der Faserart und deren spezifischer Verbundspannungs-Schlupfbeziehung geprägt.

Je nach Verhältnis von Nachrißzugfestigkeit und Betonzugfestigkeit spricht man von kritischen, unterkritischen oder überkritischen Fasergehalten, wobei der kritische Fasergehalt mit der Mindestbewehrung beim Stahlbeton verglichen werden kann. Der kritische Fasergehalt für zentrischen Zug schwankt je nach Fasertyp zwischen ca. 100 bis 200 kg/m³. In der Regel werden unterkritische Fasergehalte eingesetzt. Die nachfolgenden Betrachtungen sind jedoch prinzipiell unabhängig vom Fasergehalt selbst.

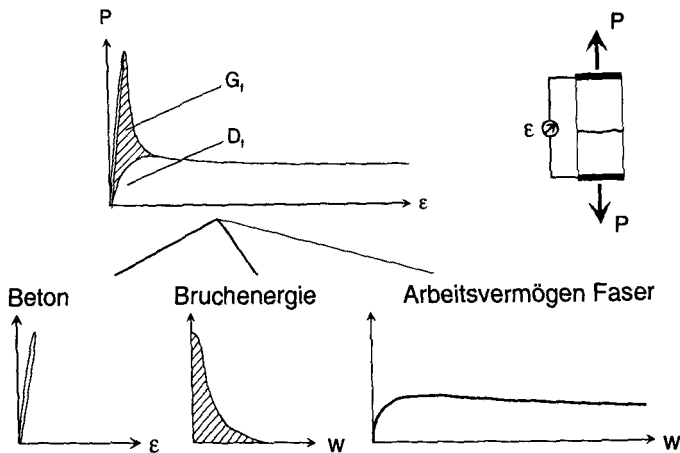


Bild 2.3: Stahlfaserbeton-Zugprobe

Im Rahmen dieser Arbeit wurden zentrische Zugversuche an 30 cm langen Zylindern mit 15 cm Durchmesser und 40 kg/m³ Stahldrahtfasern durchgeführt. Dabei wurden die Proben bis über 5 mm Rißbreite gedehnt. Ab einer Rißbreite von ca. 0,5 mm änderte sich die aufgebrachte Zugkraft nicht mehr nennenswert. Es bestand ab diesem Dehnungswert ganz offensichtlich ein Gleichgewicht zwischen den äußeren und inneren durch die Fasern übertragenen Kräften.

Bild 2.3 zeigt das Prinzip eines zentrischen Zugversuchs bei unterkritischen Fasergehalten mit der für Drahtfasern mit Endhaken typischen Zugspannungs-Rißöffnungsline. Während bei einer unbewehrten Betonprobe nach Ausbildung des realen Risses über diesen keine Spannungen übertragen werden können, stabilisiert sich bei Faserbeton die aufnehmbare Spannung der gerissenen Probe auf einem relativ konstanten Niveau, welches selbst bei Rißbreiten weit über 1 mm annähernd gehalten werden kann. Mit steigender Rißöffnung beginnen sich nach und nach Fasern aus der Betonmatrix herauszuziehen.

Das ausgeprägte Plateau bei dem dargestellten Zugversuch ist durch die Materialeigenschaft der Stahlfasern bedingt, die in erster Linie auf den mechanischen Verbund der Endverankerung zurückzuführen ist. Mittels Auszählen der Fasern im Riß bei Zugproben kann eine mittlere Stahlfaserspannung abgeschätzt werden. Hier liegt sie ca. 30% unterhalb der Zugfestigkeit der verwendeten DRAMIX-Stahlfasern des Typs RC 80/60 von 1100 N/mm² beträgt. Bei der Rißaufweitung wird demzufolge primär plastische Deformationsarbeit im Draht an den abgekröpften Faserenden sowie Reibarbeit in der Grenzfläche zwischen Beton und Stahlfaser geleistet. Bei Stahlfasern mit anderer Ausbildung der Enden kann dies jedoch variieren.

Ausgehend von dieser Überlegung läßt sich aufbauend auf dem vorhandenen Fictitious Crack Modell (FCM) für das Zugverhalten von Beton ein Modell für die Werkstoffeigenschaften von Stahlfaserbeton angeben, welches insbesondere für Fasern mit Endverformungen aus gezogenem Draht anwendbar ist.

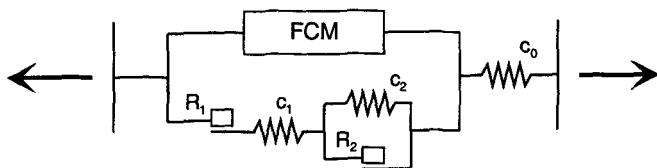


Bild 2.4: mechanisches Modell für einachsialen Zug bei Stahlfaserbeton

Bei dem in Bild 2.4 skizzierten Modell wird davon ausgegangen, daß die Faserzugabe keinen direkten Einfluß auf den eigentlichen Bruchmechanismus des Betons hat. Der zusätzliche Einfluß der Fasern läßt sich durch ein nichtlineares Reibeelement in Verbindung mit einem Feder-Dämpfer-Element darstellen. Dieses Modell kann sowohl bei einem diskret abgebildeten Riß als auch für Materialeigenschaften eines Finiten Elements angewandt werden.

2.3.3 Biegetragverhalten von Stahlfaserbeton

Im Gegensatz zum zentrisch beanspruchten Bauteil sind beim biegebeanspruchten die Dehnungen ungleich über den Querschnitt verteilt. Bei Annahme eines ideal spröden Materials wäre bei Erreichen der Rißdehnung an der meist gedehnten Querschnittsseite die Tragfähigkeit erschöpft. Der Querschnitt kann nicht plastizieren, sondern reißt unter Lastbeanspruchung schlagartig durch. Ein elastisch-idealplastisches Material zeichnet sich dadurch aus, daß nach Erreichen der Fließspannung die Dehnungen bei Aufrechterhalten der Tragfähigkeit beliebig gesteigert werden können. Der Querschnitt erhält somit eine völligere Spannungsverteilung.

Dadurch, daß Stahlfaserbeton als quasi-duktiles Material in der Lage ist, nach Überschreiten der Rißdehnung noch beschränkt Kräfte zu übertragen, ist ein Plastizieren

des Querschnitts möglich. Das Integral der inneren Spannungen steht mit den äußeren Kraftgrößen im Gleichgewicht.

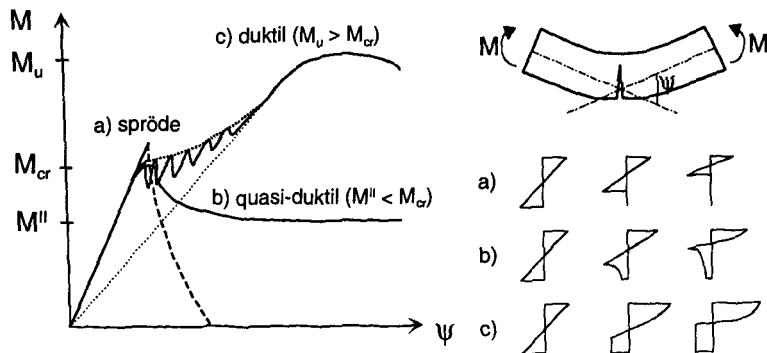


Bild 2.5: Verhalten von spröden, quasiduktilen und duktilen Biegebauteilen

Bei Stahlfaserbetonen mit für Biegung unterkritischen Fasergehalten sowie bei Systemen mit sehr steilem Momentengradienten tritt in der Regel nur ein einziger Biegeriß auf. Die Rißvorgänge unterkritisch bewehrter Bauteile können somit durch Implementieren der Werkstoffgesetze des einachsal zugbeanspruchten Stahlfaserbeton simuliert werden. Dadurch lassen sich Beziehungen zwischen den Größen Moment, Krümmung und Rißbreite herstellen.

Da das Tragverhalten auf Biegung beanspruchter Bauteile nie ausschließlich durch eine einzelne Werkstoffkenngröße bestimmt ist, ist es zur Beschreibung erforderlich, den Körper selbst zu modellieren. Dazu stehen mehrere Verfahren zur Verfügung:

- Eindimensionale Querschnittsmodelle zur Ermittlung von Stabkrümmungen auf Basis der Integration einachsialer Spannungs-Dehnungslinien mit und ohne Berücksichtigung von Schubverformungen. Eine direkte Bestimmung von Rißbreiten ist damit nicht möglich.
- Faser-Modelle, die das Biegebauteil in einzelne Fasern über die Querschnittshöhe unterteilen. Diese Modelle eignen sich dazu, über das Implementieren der Spannungs-Rißöffnungs-Beziehung Rißbreiten zu ermitteln, zeigen jedoch Schwächen in der Berücksichtigung der Schubverformungsermittlung. Durch starkes Koppeln der Einzelfasern (Verhinderung von Schubverzerrungen) ist es möglich, das Bauteilverhalten unter Annahme der Bernoulli-Hypothese abzubilden.
- Finite-Element-Modelle mit diskreter Rißabbildung: Scheiben- oder Volumenelemente mit implementierten mehrachsialen Materialgesetzen für Beton bei gleichzeitiger Formulierung der Bruchbedingungen am Element selbst oder mittels zu-

sätzlicher Rißelemente ermöglichen eine gute numerische Abbildung der Rißentstehung und des Bruchvorgangs sowie des damit verbundenen Bauteilverhaltens.

- **Finite-Element-Modelle mit verschmierter Rißabbildung:** Im Unterschied zu diskreten Rißmodellen wird bei Erreichen der Bruchbedingung eine Rißebene im Element eingeführt und die Element-Steifigkeitsmatrix entsprechend der Rißnormalen verändert. Da die Bruchkinetik im Riß nur ungenügend abgebildet werden kann, eignen sich diese Modelle eher zur Beschreibung des Globalverhaltens. Rißbreiten können aus den Elementdehnungen bedingt zurück gerechnet werden.

Während im ungerissenen Zustand näherungsweise vom Ebenbleiben des Querschnitts (Navier-Bernoulli-Hypothese) ausgegangen werden kann, ist dies in unmittelbarer Rißnähe nicht gegeben. Verglichen mit Stahlbeton ergibt sich eine stärkere Einschnürung der Biegedruckzone in Rißnähe, so daß sich hier ein nicht ebener Scheibenspannungszustand einstellt. Die Abschätzung des hiervon beeinflussten Bereiches ist erforderlich, um aufbauend auf dem einachsialen Werkstoffmodell das Bauteilverhalten beschreiben zu können. Deshalb zeigen Faser- und Querschnittsmodelle gegenüber Finite-Element-Modellen mit diskreter Rißkinetik geringfügige Schwächen hinsichtlich der Abbildungsgenauigkeit.

2.4 Rißbildung bei Stahlfaserbeton

Die vergleichsweise kurzen Stahlfasern leiten die Rißkräfte über Verbundspannungen direkt in den Betonquerschnitt ein. In einem gewissen Abstand von der Rißfläche sind alle Kräfte der den Riß überbrückenden Fasern in den Beton übertragen. Dieser Abstand wird mit Einleitungslänge bezeichnet. Ohne näher auf die stochastische Verteilung der Fasern im Beton einzugehen, kann postuliert werden, daß maximal im Abstand der vollen Faserlänge sämtliche Rißkräfte von diesen in den Beton übertragen sind. Näherungsweise kann die Einleitungslänge gleich der Faserlänge gesetzt werden.

Bei ausschließlich auf Zug beanspruchten Bauteilen werden im realen Riß sämtliche Kräfte durch die Fasern aufgenommen. Innerhalb der Lasteinleitungslänge der Faserbewehrung werden diese wieder in den Beton übertragen. Jenseits dieses Abstands vom Riß ist eine weitere Rißbildung möglich. Somit ergibt sich der theoretisch maximale Rißabstand bei zentrischem Zug überkritisch bewehrter Stahlfaserbetonbauteile auf maximal die doppelte Einleitungslänge.

Stahlfaserbeton-Bauteile unter vorwiegender Momentenbeanspruchung mit für Biegung überkritischen Fasergehalten erlauben ebenfalls eine weitere Laststeigerung nach dem Übergang in den Zustand II. Inwiefern sich bei solchen Bauteilen weitere Risse bilden können, hängt jedoch maßgeblich vom Verlauf der Momentenlinie, aber auch von der Bauteilgeometrie und den Festigkeitseigenschaften ab. Nachfolgend sollen diese Einflüsse näher untersucht werden.

Beim Stahlfaserbeton-Biegebauteil treten erste Anrisse bereits vor Erreichen der rechnerischen Biegezugfestigkeit auf. Diese sind in der Regel sehr klein und können daher nicht mit bloßem Auge beobachtet werden. Ihre Existenz kann jedoch rechnerisch oder mit Hilfe der Schallemissionsanalyse nachgewiesen werden. Aufgrund der geringen Rißtiefen in diesem Stadium und wegen der bruchmechanischen Einflüsse auf die Spannung im Anriß ist die durch anfängliche Rißbildung beeinflusste Zone von geringerer Ausdehnung als die Lasteinleitungsbereiche bei Stahlfaserbeton-Zuggliedern. Die Bildung weiterer Risse jenseits dieses wenige Zentimeter messenden Bereiches ist im Stadium der anfänglichen Rißbildung möglich.

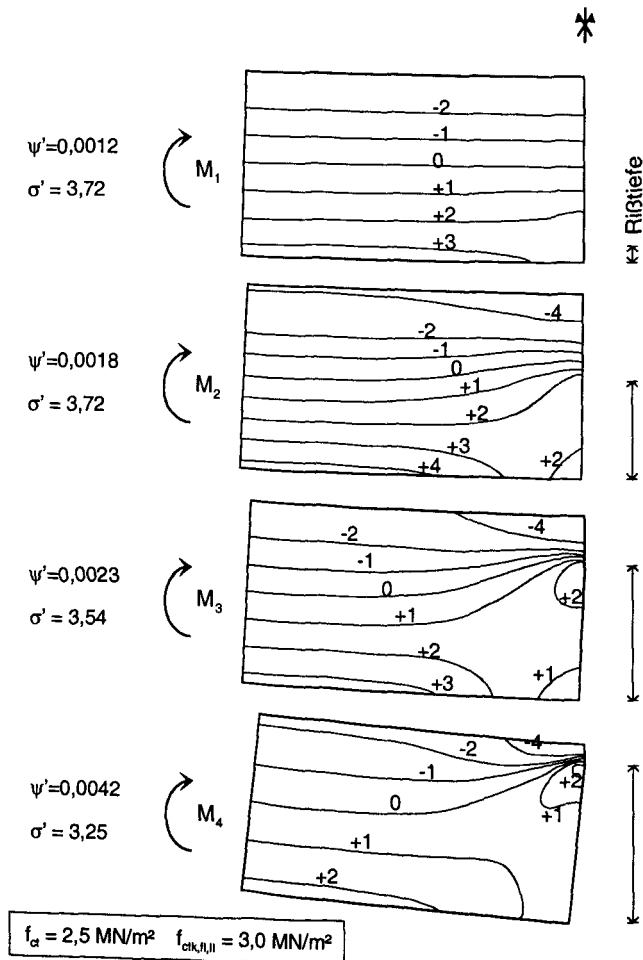


Bild 2.6: Zugspannungs-Isolinien in Rißnähe

Nicht jeder Anriß kann sich jedoch so weit öffnen, so daß er nennenswerte Anteile an der plastischen Rotation übernimmt. Dies liegt darin begründet, daß mit Ausbildung des ersten aktiven Risses die Zugkräfte sich in dessen unmittelbarer Nähe völliger auf den Rißquerschnitt verteilen als es der direkten rechnerischen Ermittlung aus dem Biegemoment entspricht. Innerhalb eines Einflußbereichs können sich daher auch bei schon vorhandenen Anrissen keine weiteren Risse öffnen. Die Länge des Bereiches hängt maßgeblich vom Verhältnis der Zugfestigkeiten im Zustand I und Zustand II sowie von der Bauteilhöhe ab. Sie kann näherungsweise mit je der einfachen Rißtiefe zu beiden Seiten abgeschätzt werden. In Bild 2.6 sind die Normalspannungen eines Biegebalkens unter konstantem Momentenverlauf exemplarisch dargestellt.

Die Tatsache, daß auch bei überkritisch bewehrten Stahlfaserbetonbauteilen kein beliebig kleiner Rißabstand erzeugt werden kann, ist insbesondere hinsichtlich der Rotationskapazität von dicken ausschließlich stahlfaserbewehrten Bauteilen und solchen mit steilem Momentengradienten von Bedeutung, da in einem solchen Fall die gesamte Rotation in einem Riß stattfinden muß.

2.5 Modell des Tragverhaltens im gerissenen Zustand

2.5.1 Balkenmodell

Ziel des Modellierens des Biegetragverhaltens von Stahlfaserbetonbauteilen ist es, ein aus den einachsialen Materialgesetzen abgeleitetes und für die Berechnung auf Bauteil- und Bauwerksebene anwendbares Modell zur Verfügung zu stellen. Dabei scheint es sinnvoll, dieses möglichst eng an denen für Stahlbeton zu orientieren. Im wesentlichen sind Momenten-Krümmungs- bzw. Momenten-Rotations-Beziehungen abzuleiten. Insbesondere ist zu berücksichtigen, daß Dehnungen des Stahlfaserbetons nach Überschreiten der Zugfestigkeit immer auf eine Meßlänge bezogen sind, es ist also nicht eine Spannungs-Dehnungslinie sondern eine Spannungs-Rißöffnungs-Beziehung zu implementieren. Hierin bestehen wesentliche Unterschiede zum Stahlbeton.

Biegebeanspruchte Stahlbetonbauteile mit plastizierenden Querschnitten können über die Einführung einer nichtlinearen Momenten-Krümmungsbeziehung ($m-\kappa$ -Linie) charakterisiert werden. Dadurch wird es möglich, Verformungsberechnungen auf das Lösen des nichtlinearen Differentialgleichungssystems des Balkens zurückzuführen.

$$\left| \begin{array}{l} w'' = \kappa \\ \kappa = f(M, \text{Querschnitt, stat. System, Material}) \neq \text{const.} \\ M' = -q \end{array} \right| \quad (2.3)$$

Bei linear elastischem Verhalten ergibt sich Proportionalität zwischen Moment und Krümmung, wodurch sich das DGL-System auf die Differentialgleichung der Balkenbiegung vereinfacht.

$$(EI w'')' = q \quad (2.4)$$

Die Balkenkrümmung wird über die Dehnungsdifferenzen von Zug- und Druckrandfaser bestimmt. Da im gerissenen Stahlbetonbauteil in der Zugzone Beton und Stahl unterschiedliche Dehnungen aufweisen, ist eine mittlere Dehnung heranzuziehen. Alternativ kann diese mittlere Dehnung durch die Dehnungsdifferenzen der Betondruckzone zur neutralen Achse ersetzt werden. Die daraus ermittelten Zugzonendehnungen können dann als gemittelte fiktive Größen verstanden werden.

Bei mindestbewehrten Stahlbetonbauteilen ist, ausgenommen Systeme mit sehr steilem Momentengradienten, von einer Mehrfachrißbildung bei weiterer Laststeigerung nach dem ersten Riß auszugehen. Somit ist der Bereich des über das elastische Grenzmoment hinausgehend beanspruchten Bauteils von endlicher Größe. Jenseits des rechnerischen Bruchzustands kann sowohl sprödes Querschnittsveragen als auch die Ausbildung eines Fließgelenks auftreten. An der Stelle eines Fließgelenks tritt lokal plastische Rotation auf. Um den Übergang vom gedachten Gelenk infinitesimaler Länge, in dem theoretisch unendliche Dehnungen auftreten, auf endliche Längen zu ermöglichen, definiert Dilger in [14] eine mit „plastische Länge“ bezeichnete Zone gedanklich gleicher Dehnungen und Krümmungen. Somit ist es möglich, auch plastische Rotationen bei Stahlbeton mittels des DGL-Systems aus (2.3) zu beschreiben.

Bei Stahlfaserbetonbauteilen ist von Bedeutung, ob Mehrfachrißbildung aufgrund der Materialeigenschaften (überkritischer Fasergehalt) und des Momentengradienten möglich ist. Ist dies der Fall, so kann verfahren werden wie bei Stahlbetonbauteilen.

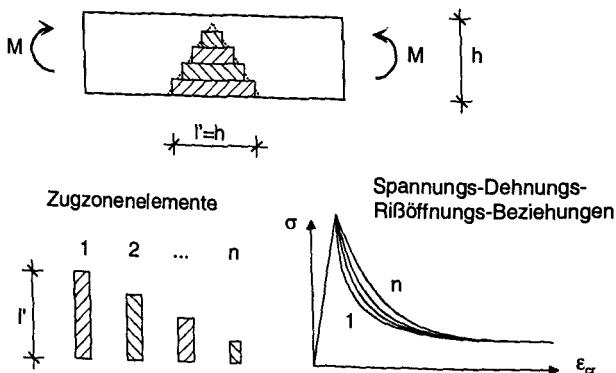


Bild 2.7: Modell für gerissene Faserbetonquerschnitte

Ist die Ausbildung mehrerer Risse nicht möglich, so konzentriert sich bereits mit Überschreiten der Betonzugfestigkeit die gesamte plastische Verformung an einer Stelle.

Ausgehend von den Überlegungen in Kapitel 2.4 wird nachfolgend ein Modell für die Berechnung der plastischen Rotation im momentenbeanspruchten Faserbetonquerschnitt basierend auf der Querschnittsanalyse entwickelt (Bild 2.7).

Dieses Modell berücksichtigt den Einflußbereich des Risses auf die Spannungsverteilung sowie die aus der Kraft-Rißbreiten-Beziehung bei einachsialer Beanspruchung abgeleiteten Last-Verformungs-Kurven von Zugstäben unterschiedlicher Länge. Damit wird der Einfluß der St.-Venant'schen Scheibenschubspannungen auf den rißnahen Bereich von den einachsialen Zugspannungs-Rißbreiten-Beziehungen entkoppelt. Dieses Problem kann rechnerisch unter Anwendung der Querschnittsanalyse und Rückführung auf den Biegebalken behandelt werden.

Ferner wird die Überführung des Materialgesetzes auf Basis von Kraft-Rißbreiten-Beziehungen in ein über Spannungs-Dehnungs-Beziehungen abbildbares Bauteilmodell erreicht.

Der Einfluß der Faserspannungen am zugbeanspruchten Rand auf das Gesamtmoment ist aufgrund des inneren Hebelarms groß im Vergleich zu den Spannungsanteilen nahe der Dehnungsnullinie. Deshalb kann das in Bild 2.7 dargestellte Materialmodell unterschiedlicher Einflußlängen und davon abhängiger Kraft-Rißöffnungs-gesetze in ein Modell mit gemittelten Einflußlängen vereinfacht werden, ohne daß sich dies nennenswert auf die Genauigkeit auswirkt.

2.5.2 Rechenmodell zur Integration der Balkenkrümmung

Die Beziehungen zur Ermittlung plastischer Krümmungen werden in ein hierfür erstelltes Rechenprogramm eingearbeitet, das Biegelinien durch zweifache numerische Integration über den Krümmungsverlauf ermittelt. Dabei werden die Krümmungen im Gesamtbalken elastisch ermittelt. An frei wählbaren Stellen kann die Ausbildung plastischer Gelenke vorgesehen werden, an denen nach Überschreiten der elastischen Grenzdehnung plastische Rotationen möglich werden. Hauptzweck dieses Programmes ist jedoch nicht die Berechnung von Strukturen, sondern das Überführen von dehnungsbezogenen Größen aus dem einachsialen tension-softening des Stahlfaserbetons auf Stabkrümmungen und Rißbreiten für die spätere Verwendung in dem zu entwickelnden Ingenieurmodell. Dazu ist es notwendig, über das Rückrechnen der Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung Rißbreiten ermitteln zu können.

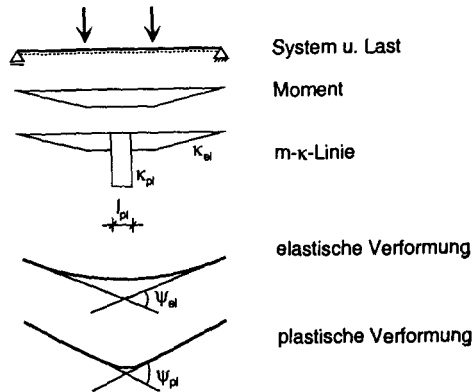


Bild 2.8: Prinzip der Integration über die Krümmung

Ein solches Programm kann bestehende Finite-Element-Programme mit entsprechend implementierten Materialgesetzen nicht ersetzen. Der Vorteil liegt jedoch in der Verringerung des Rechenaufwands durch die Ermittlung von m - κ -Beziehungen. Die zu berechnenden Strukturen lassen sich je um eine Dimension reduzieren, so daß ein Balken als eindimensionaler Stabzug (statt als Scheibe mit der FEM) und eine Platte als Flächentragwerk (statt als räumliche Struktur) behandelt werden kann. Zudem wird es möglich, zur Implementierung in andere Programme Momenten-Krümmungs-Rißbreiten-Beziehungen zur Verfügung zu stellen.

Der Vorteil eines Programms basierend auf der Balkentheorie ist, daß sowohl elastische und plastische Verformungsanteile als auch die Einflüsse aus den in Bild 2.4 dargestellten Anteilen aus bruchenergetischen Vorgängen und Fasereinwirkung einfacher getrennt ermittelt werden können. Letzteres ist für die Bestimmung von Bemessungswiderständen bei Faserbeton im Zustand II unentbehrlich.

2.5.3 Genauigkeit des vorgestellten Balkenmodells

Auch mit diesem einfachen Modell basierend auf der Integration über die Spannungs-Dehnungslinie kann das Bauteilverhalten hinreichend genau angenähert werden, wie im nachstehenden Vergleich gezeigt wird.

Jeweils dieselbe Kraft-Rißöffnungs-Beziehung wurde in ein Finite-Element-Modell und das Balkenmodell integriert. Danach wurde ein 4-Punkt belasteter Stahlfaserbeton-Biegebalken, wie ihn der DBV in [11] als Prüfkörper zur Ermittlung der Biegezugfestigkeiten vorsieht, berechnet.

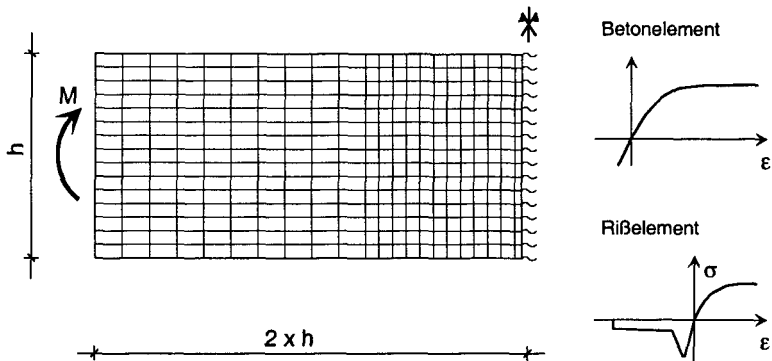


Bild 2.9: Elementnetz und Materialgesetze

Die in Bild 2.9 dargestellte Elementierung bildet unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften eine Balkenhälfte ab. Es wurden 4-knotige 2-D-Scheibenelemente verwendet. Der Stahlfaserbeton wurde mit einem bilinearen Werkstoffgesetz für Druckbeanspruchung und linear elastischen Eigenschaften für Zugbeanspruchung abgebildet. In der Rißebene wurden nichtlineare Federelemente eingeführt, deren Verhalten dem tension softening des Stahlfaserbetons im einachsialen Zugversuch entspricht.

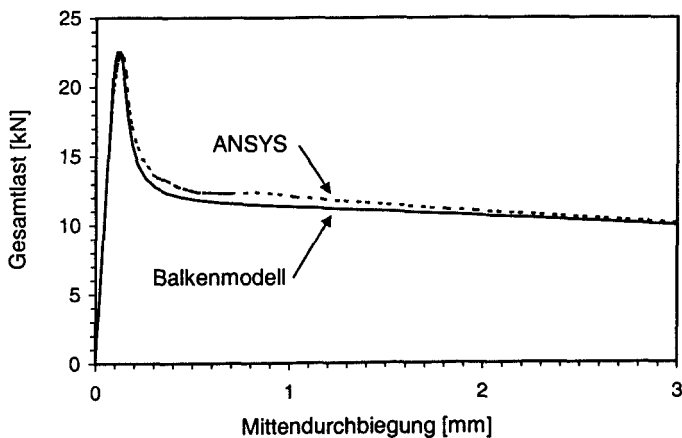


Bild 2.10: Vergleich Last-Mittendurchbiegung

Beiden Modellen liegt die Annahme zugrunde, daß der Riß in der Symmetrieachse des Balkens entsteht. Aufgrund der bei ungekerbten Balken nach stochastischen Gesichtspunkten über die Zone konstanten Biegemoments verteilten Risse eignet sich das symmetrische Modell nur für die Nachrechnung von Balken mit Rissen sehr nahe der Symmetrieachse. Da die Rißlage in Bezug auf die ermittelten Traglasten völlig unkorreliert ist und lediglich über eine geometrische Beziehung das Verhältnis von Rißöffnung und Durchbiegung bei großen Rißbreiten bestimmt, ist die getroffene Annahme von Symmetrie im Modell gerechtfertigt.

Die Berechnungen wurden mit dem Finite-Element-Programm ANSYS 5.4 durchgeführt. Die simulierte Belastung erfolgte ähnlich der Bauteilprüfung als vorgegebene Vertikalverschiebung in den Lastpunkten. Das stark nichtlineare Verhalten der Struktur, insbesondere die Entfestigung in den Federelementen bei Rißöffnung, erfordert eine entsprechende Vielzahl von Lastzwischenritten. Die jeweilige Anpassung der Steifigkeitsmatrix zur Konvergenzerzielung erfolgte über das in ANSYS implementierte Newton/Raphson-Verfahren.

Im Vergleich mit der FE-Berechnung sind bei der Näherung auf Balkenebene insbesondere Genauigkeitseinbußen infolge Rückführung des Scheibenspannungsproblems beiderseits des Risses auf eine Lösung mittels entkoppelter Federn unvermeidlich. Angesichts der in der Realität stark streuenden Materialeigenschaften und der nur mit begrenzter Genauigkeit abschätzbaren Parameter handelt es sich um eine akzeptable Vorgehensweise. In Bild 2.10 sind vergleichend die Ergebnisse der beiden Berechnungsarten für einen fiktiven Stahlfaserbeton-Biegebalken mit unterkritischem Fasergehalt dargestellt.

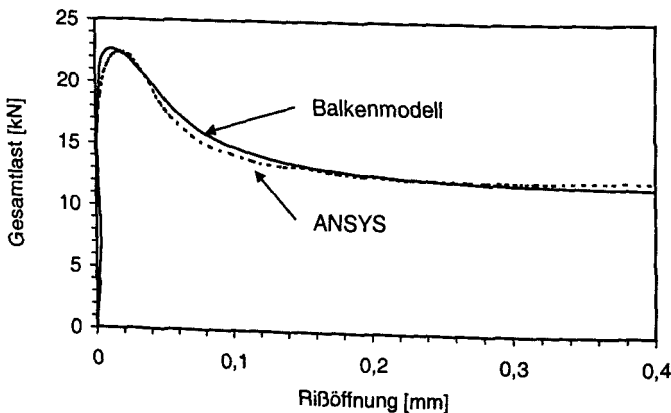


Bild 2.11: Vergleich Last-Rißöffnung

Man kann deutlich die gute Übereinstimmung sowohl der gerechneten Rißbreiten (Bild 2.11) als auch der Mittenabsenkungen feststellen. Desweiteren fällt auf, daß das Balkenmodell stabilere Werte liefert, die Kurven verlaufen sehr stetig. Die Ursachen sind mit dem Berechnungsschema zu erklären: Während die FE-Berechnung jeweils inkrementell von einem Lastschritt zum nachfolgenden vorgeht, iteriert der Algorithmus nach dem Balkenmodell jeweils direkt für die vorgegebene Durchbiegung. Im Gegensatz zur FE-Berechnung, die sowohl Be- als auch Entlastungsvorgänge abbilden kann, ist beim Balkenmodell die Berechnung auf monoton steigende Belastungen (Verformungen) beschränkt.

2.6 Maßstabeffekt und Rotationsfähigkeit

Mit Maßstabeffekt wird das Phänomen der Abhängigkeit einer bezogenen Tragfähigkeit von der Bauteilgröße bezeichnet. Mit zunehmender Querschnittshöhe nimmt die auf eine normierte Geometrie bezogene Nenntragfähigkeit ab. Insbesondere wirkt sich dieser Einfluß auf das Biege- und Schubtragerverhalten von unbewehrten bzw. nicht schubbewehrten Bauteilen aus. Maßgebend wird der Maßstabeffekt durch die bei Rißbildung ablaufenden Prozesse beeinflusst. Sie lassen sich mittels der Bruchmechanik erklären.

Bei Stahlbeton-Biegebauteilen ist der Einfluß der Querschnittshöhe auf die Traglast im gerissenen Zustand gering, da diese sich letztlich durch das Kräftepaar aus Bewehrung in der Zugzone und der Betondruckzone ergibt. Bruchmechanische Einflüsse auf die Traglast beschränken sich auf die unmittelbare Umgebung der Rißspitze und leisten daher einen vernachlässigbaren Anteil. Nicht unerheblich beeinflusst die Bauteilhöhe das Verformungsverhalten nach Erstrißbildung, insbesondere durch das tension stiffening bei gering bewehrten Stahlbeton-Biegebauteilen.

Bei Stahlfaserbetonbauteilen führt die Rißbildung zu einer Plastizierung der Zugzone, wobei i.d.R. im gerissenen Zustand geringere Spannungen als die Grenzspannung vor Rißbildung übertragen werden. Der Spannungsabfall von der Größe der Betonzugfestigkeit auf eine Nachrißzugfestigkeit wurde gemäß Bild 2.3 auf bruchmechanische Effekte zurückgeführt.

Unter Verwendung der bereits vorgestellten Modelle wird mit ANSYS ein rein biegebeanspruchter Balken mit variabler Höhe berechnet. Das Verhältnis der Balkenlänge zur Höhe wird jeweils konstant zu 4 gesetzt. Es wird ein Materialgesetz für einen Stahlfaserbeton mit $f_{ct} = 2,5 \text{ MN/m}^2$ und $f_{ct,fl,II} = 3,0 \text{ MN/m}^2$ zugrunde gelegt.

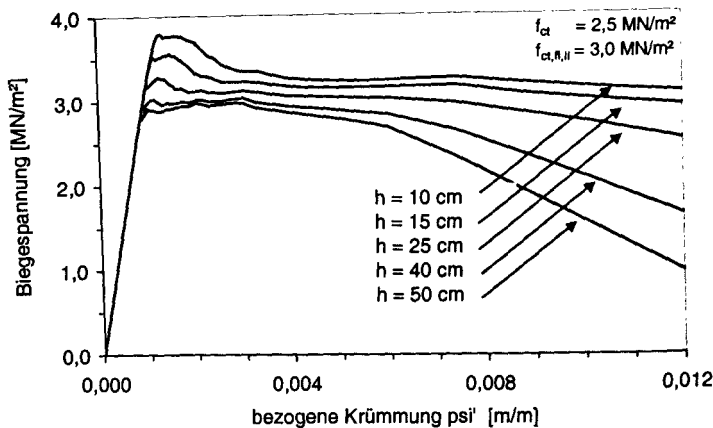


Bild 2.12: Spannungs-Krümmungslinien Stahlfaserbeton

Bild 2.12 zeigt die auf eine fiktive Biegespannung bezogenen Momenten-Krümmungslinien in Abhängigkeit von der Querschnittshöhe. Auf dem linear ansteigenden Ast entspricht sie der tatsächlichen Spannung in der jeweiligen Randfaser. Im gerissenen Querschnitt ist sie auf eine zum Zustand I affin angenommenen fiktiven Spannungsverteilung bezogen.

Die Bruchvorgänge in der Rißprozeßzone sind Funktionen der Rißbreiten. Deshalb unterscheiden sich die bruchenergetischen Vorgänge im Anfangsstadium der Rißbildung bei Stahlfaserbetonbauteilen bei den verwendeten Fasergehalten von 40 kg/m³ nicht nennenswert von denen unbewehrter Bauteile. Da die relative Größe der Rißprozeßzone mit größerer Balkenhöhe abnimmt, sinkt auch die jeweilige maximale Biegezugspannung.

Mit steigendem Dehnungsgradienten schnürt sich die Rißprozeßzone unabhängig von der Balkenhöhe ein. Die bruchmechanischen Einflüsse auf das Tragverhalten nehmen bei größeren Verformungen ab. In Bild 2.12 wird dies anhand der auf einen gemeinsamen Wert von ca. 3 MN/m² konvergierenden Spannungs-Krümmungslinien deutlich. In diesem Stadium verliert der Maßstabeffekt an Bedeutung. Ausschlaggebend dafür ist das annähernd konstante Plateau der zentrischen Nachrißzugfestigkeit von Stahlfaserbeton bei Verwendung endverankerter Drahtfasern.

Dieses Plateau wird bei weiterer Dehnungszunahme verlassen, wenn die Rißbreiten so stark zunehmen, daß die Fasern allmählich aus der Betonmatrix herausgezogen werden. Damit einher gehend ist eine Reduktion des wirksamen Zugzonenquerschnitts bei weiterer Zunahme des Dehnungsgradienten.

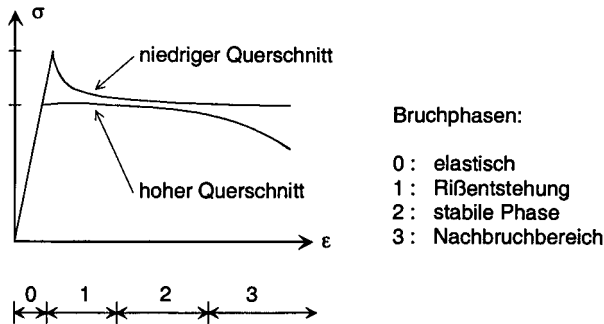


Bild 2.13: Bruchphasen biegebeanspruchter Stahlfaserbetonquerschnitte

Aufbauend auf den in Bild 2.12 dargestellten Ergebnissen kann das Bauteilverhalten biegebeanspruchter Stahlfaserbetonbalken in vier Phasen unterteilt werden. Zunächst liegt quasi-elastisches Verhalten vor. Bis zum Erreichen der Rißdehnung des Betons wirkt sich die Bauteilgröße nur über einen eventuell eingepprägten Eigenspannungszustand auf das Tragverhalten aus. Nach Überschreiten der Rißdehnung auf der Zugseite treten die beschriebenen bruchmechanischen Effekte auf, so daß diese Bruchphase stark durch den Maßstabeffekt geprägt ist. Mit dem weiterem Einschnüren der Rißprozeßzone verliert der Maßstabeffekt an Bedeutung, die bezogenen Tragfähigkeiten bei unterschiedlichen Bauteilhöhen nähern sich wieder einander an. Aus den diesen Verformungen zugehörigen Kraftgrößen können charakteristische Materialkenngrößen abgeleitet werden.

Wenn auch die bezogenen Tragfähigkeiten sich vergleichsweise wenig unterscheiden, so wird dennoch deutlich, daß die zugehörigen plastischen Rotationen mit zunehmender Bauteildicke abnehmen. Eine Definition über eine Zugzonengrenzdehnung wie im Stahlbetonbau ist jedoch nicht möglich. Vielmehr ist das Verhalten der Faser im Riß bestimmend. Die mögliche Rotationskapazität rein stahlfaserbewehrter Querschnitte hängt deshalb nennenswert von der Grenzißbreite ab, die als eine Funktion der Stahlfaser, bei Drahtfasern in erster Linie abhängig von der Faserlänge, beschrieben werden kann. Die Rißbreiten, ab deren Überschreiten bei höheren Querschnitten mit nennenswerten Lastabfällen zu rechnen ist, liegen in der Größenordnung von 1 bis 3 mm. Damit entsprechen sie in etwa den für Stahlbeton im rechnerischen Bruchzustand auftretenden Rißbreiten.

Nach Überschreiten dieser Grenzißbreite reduziert sich der wirksame Faserbetonquerschnitt in der Zugzone. Eine Verformungsfähigkeit im Nachbruchbereich ist in der Regel gegeben, da ein Restquerschnitt weiterhin tragfähig bleibt. Somit ist die Zugzonenrotationsfähigkeit bei Stahlfaserbeton nennenswert größer als die bei Stahlbeton, da bei letzterem mit Überschreiten der Zugbruchdehnung der Stahl reißt und keine Kräfte mehr übertragen werden können.

2.7 Normative Regelung charakteristischer Materialeigenschaften

Stahlfaserbeton ist ein weltweit in verschiedenen Normen und Merkblättern beschriebener Baustoff. Dabei werden insbesondere nicht sicherheitsrelevante Anwendungen berücksichtigt. Die ACI Publikationen [1] und [2] beschränken die Anwendung ausdrücklich dahingehend. Da die Entstehung dieser Richtlinien in eine Zeit zurück reicht, in der aufgrund der Fasereigenschaften die Stahlfaserbewehrung allenfalls für eine Anwendung im Sinne einer Verbesserung der Betoneigenschaften vorgesehen war, zielen die meisten Prüfmethoden zur Charakterisierung von Materialeigenschaften in erster Linie auf die vergleichende Beschreibung des Bruchverhaltens gegenüber einem nicht faserbewehrten Beton (Nullbeton) ab.

Auf diesen Grundsätzen basierend ist als wichtige Kenngröße insbesondere in den USA die als *flexural toughness* bezeichnete Biege Zähigkeit zu nennen, die im Vierpunkt-Biegeversuch ermittelt wird.

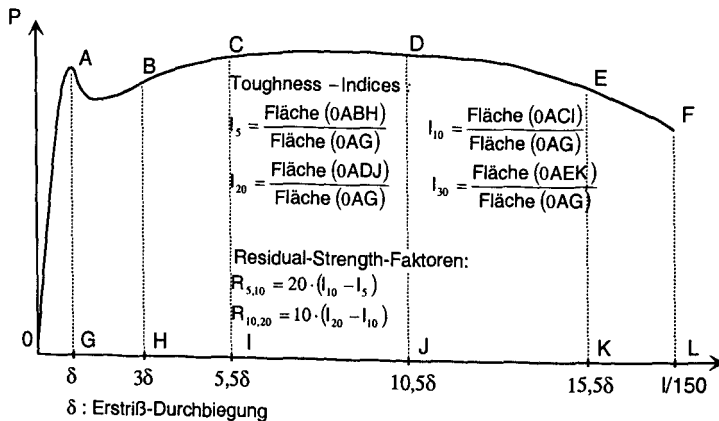
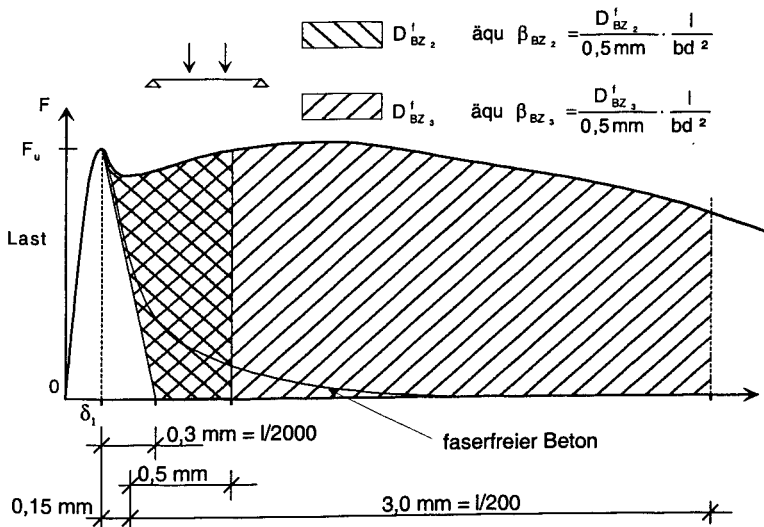


Bild 2.14: Definition der Biege Zähigkeit nach ASTM C 1018 [5]

Zur Charakterisierung dieser Materialeigenschaft dienen die in Bild 2.14 dargestellten Indizes, die sich als Quotienten der Arbeitsintegrale unter der Last-Durchbiegungskurve bis zu bestimmten Verformungen ergeben. Derartige Zähigkeitsindizes liefern aussagekräftige Informationen über den Einfluß der Faserbewehrung auf die bruchmechanischen Vorgänge. Eine Charakterisierung der Zustand-II-Tragfähigkeit kann jedoch daraus nicht direkt abgeleitet werden. Hierfür wird in ASTM C 1018 eine ideal elasto-plastische Momenten-Krümmungsbeziehung abgeleitet. Sie kann als praxisgerechte Vereinfachung der in Bild 2.12 dargestellten Rechenwerte angesehen werden.

Nach der japanischen Norm JCI SF-4 [35] ermittelt sich am Vierpunkt-Biegezugversuch eine absolute Biegespannung durch Auswertung des Integrals der Last-Durch-

Einen Sonderweg beschreiten die Merkblätter des Deutschen Betonvereins [11], [12]. Ihnen liegt der Gedanke zugrunde, eine Bemessung sowohl im ungerissenen als auch im gerissenen Zustand über die Einführung charakteristischer Werte für Biegezugfestigkeit und äquivalente Biegezugfestigkeit zu ermöglichen.



Im verformungsgeregelten Versuch wird an Biegebalken der Abmessungen 15 x 15 x 70 (cm) die Last-Verformungskurve ermittelt. Daraus wird in Anlehnung an DIN 1048 [16] die Biegezugfestigkeit bestimmt, wobei die zugehörige Verformung gemäß Bild 2.15 in Abhängigkeit des Nachrißverhaltens definiert ist. Dies ist notwendig, um bei für Biegung kritischen Fasergehalten eine eindeutige Zuordnung der Biegezugfestigkeit zu erreichen.

- 35 -

Werte der Festigkeiten durch Subtraktion einer fiktiven von der Biegezugfestigkeit abhängigen Bruchenergie herauszurechnen. Aus den jeweiligen Arbeitsintegralen werden sogenannte äquivalente Biegezugfestigkeiten ermittelt. Dabei handelt es sich um fiktive, auf das Widerstandsmoment des ungerissenen Querschnitts bezogene aufnehmbare Spannungen. Die Werte werden für Durchbiegungszunahmen von 0,5 mm (äqu β_{BZ2}) und 3,0 mm (äqu β_{BZ3}) ab Erreichen der Biegezugfestigkeit ermittelt. Der Wert äqu β_{BZ3} korreliert gut mit einer fiktiven Biegespannung bei zugehöriger Rißbreite von 1,0 mm, gemessen an den jeweiligen Versuchskörpern.

Aus den Meßergebnissen werden statistische Mittelwerte der Grundgesamtheit geschätzt und Rechenwerte abgeleitet. Sie können jedoch nicht als charakteristische Werte im Sinne eines 5%-Fraktilenwertes verstanden werden.

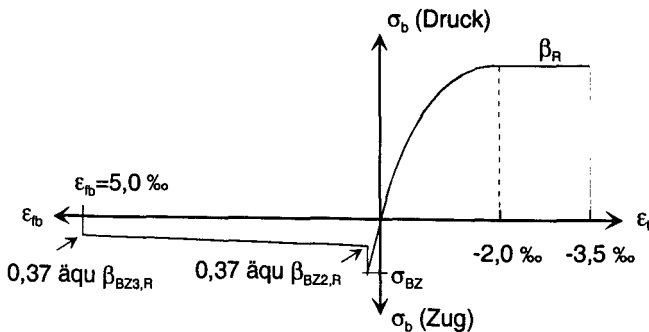


Bild 2.16: Spannungs-Dehnungsline des Stahlfaserbetons nach [11]

Unter Berücksichtigung von Grenzdehnungszuständen ermitteln sich plastische Querschnittstragfähigkeiten für eine beliebige Beanspruchungskombination aus Biegung und Normalkraft.

2.8 Ableitung charakteristischer Materialeigenschaften

2.8.1 Allgemeines

Da die Druckfestigkeit durch die Zugabe von Stahlfasern in der Größenordnung von maximal 1 Vol.-% nicht nennenswert beeinflusst wird, beziehen sich die nachfolgenden Betrachtungen auf die Beschreibung von zugbeanspruchtem Faserbeton.

Bei der Ermittlung von Materialeigenschaften ist generell zu unterscheiden, ob sie für die Abbildung der tatsächlichen Verformungs- und Tragfähigkeiten, für die Schnittgrößenermittlung an statisch unbestimmten Systemen oder für die Bemessung eines Querschnitts oder Bauteils herangezogen werden sollen. Dies soll zunächst kurz am Beispiel Stahlbeton verdeutlicht werden.

Die Zugfestigkeit des Betons ist bei der Berechnung von biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen eine wichtige Größe, insbesondere hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit. Bei Verformungsberechnungen wird sie angesetzt. Sie ist hinsichtlich der Rißbreitenermittlung der für die Bemessung auf Zwang entscheidende Parameter.

Im Gegensatz zur Materialeigenschaft der Druckfestigkeit reagiert die Zugfestigkeit sehr empfindlich auf Vorschädigungen und Eigenspannungen, da ihr nur sehr geringe Dehnungen gegenüber stehen. Da Zwangdehnungen nicht immer sicher abschätzbaren Einflüssen unterliegen, ist bei sicherheitsrelevanten Bauteilen die Berücksichtigung der Zugfestigkeit zum Nachweis der Tragsicherheit von biege- bzw. zugbeanspruchten Querschnitten berechtigterweise nicht zulässig.

Bei Stahlfaserbeton ist die Zugtragfähigkeit in Abhängigkeit von Rißzustand durch die Betonmatrix oder das Verhalten der Fasern bestimmt. Zur Bestimmung charakteristischer Werte für die Bemessung ist es daher von entscheidender Bedeutung, diese unterschiedlichen Einflüsse sauber zu trennen. Insbesondere ist dies bei indirekten Prüfmethoden wie der Biegezugprüfung von Bedeutung.

Das Ziel, sowohl charakteristische Werte für die Berechnung von Stahlfaserbetonbauteilen als auch für deren Bemessung hinsichtlich definierter Sicherheit zu liefern, ist mit den derzeit existenten Normen und Bemessungsempfehlungen im Zustand II nur schwer möglich, da keine Trennung der einzelnen Traganteile der zumeist über indirekte Prüfmethoden (Biegezugversuche) gewonnenen Ergebnisse vorgenommen wird.

2.8.2 Charakteristische Werte für ungerissenen Faserbeton

Die Beschreibung der Grenzlaster von ungerissenem Beton und Stahlfaserbeton unter Zug- oder Biegezugbeanspruchung erfolgt über die Einführung charakteristischer Werte für die Zugfestigkeit oder daraus abgeleiteter Werte für die Biegezugfestigkeit. Da für die Berechnung auf Bauwerks- oder Bauteilebene unterhalb der jeweiligen Grenzlaster annähernd lineare Elastizität angenommen werden kann, ist die Angabe einer Grenzspannung für die Behandlung von ungerissenem Faserbeton ausreichend.

Die charakteristischen Festigkeitswerte für Stahlfaserbeton unterhalb der Rißlaster unterscheiden sich nicht nennenswert von denen unbewehrten Betons. Sie können somit über die Zugfestigkeit definiert werden.

Die Bestimmung der Zugfestigkeit kann im direkten Zugversuch erfolgen. In der Regel benutzt man jedoch wegen der einfacheren Handhabung einen Biegezugversuch zur indirekten Bestimmung der Zugfestigkeit über die Biegezugfestigkeit. Aufgrund der Bruchmechanik sind die Einflüsse des Maßstabeffekts bei der Umrechnung zu berücksichtigen. Sie können nach CEB-FIP Model Code 90 [9] abgeschätzt werden zu:

$$f_{ctm} = f_{ct,fl} \frac{\alpha_{fl}(h_b/h_0)^{0.7}}{1 + \alpha_{fl}(h_b/h_0)^{0.7}} \quad (2.5)$$

Hierin ist h_0 eine Bezugshöhe und kann zu 100 mm angenommen werden. Der Koeffizient α_{fl} ist ein von der Größe der Bruchenergie abhängender Beiwert. Er nimmt mit größer werdender Bruchenergie ab. Damit verringert sich der gesamte Term. Jedoch ist bei der Bestimmung der Bruchenergie bei Stahlfaserbeton zu beachten, daß lediglich die auf den Beton selbst entfallenden Anteile für den Maßstabsfaktor zu berücksichtigen sind. Untersuchungen zur Bestimmung von α_{fl} für Stahlfaserbeton liegen nicht vor. Es wird vorgeschlagen, gemäß Model Code 90 einen Wert $\alpha_{fl} = 1,5$ anzuwenden.

Somit kann als charakteristischer Wert für die Beschreibung des Zugtragverhaltens von Stahlfaserbeton die zentrische Zugfestigkeit herangezogen werden. Eine Abschätzung auf Basis der in Eurocode 2 [22] angegebenen Formeln über die Betondruckfestigkeit ist somit möglich.

Für überwiegend momentenbeanspruchte Faserbetonbauteile ist die Biegezugfestigkeit die maßgebende Werkstoffkenngröße. Diese kann als abgeleitete Bauteilwiderstandsgröße aus der zentrischen Zugfestigkeit über die Formel (2.5) ermittelt werden. Eine Bauteilbemessung und Absicherung gegenüber der Biegezugfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist sowohl bei unbewehrten als auch bei Stahlfaserbeton lediglich bei untergeordneten, nicht sicherheitsrelevanten Bauteilen, wie beispielsweise Bodenplatten möglich, wenn Rißbildung aus beliebiger Last-Zwang-Kombination sicher ausgeschlossen werden kann.

2.8.3 Charakteristische Werte für gerissenen Faserbeton

Das Zugtragverhalten gerissenen Stahlfaserbetons, charakterisiert durch die Spannungs-Dehnungslinie, ist abhängig von der Faserart, der Fasermenge und der Faserorientierung im Bauteil. Durch die Abhängigkeit von der Faserart ergeben sich unterschiedliche Arbeitslinien, die maßgeblich von der Art der Verankerung der Fasern im Beton (Reibung, gekröpfte Enden, aufgestauchte Enden) abhängen.

Die Variation des Fasergehalts verändert die Spannungs-Dehnungslinien affin, ihre prinzipielle Form bleibt erhalten. Für die Bauteilberechnung unter Gebrauchsbedingungen und insbesondere das realitätsnahe Abbilden durchgeführter Bauteilversuche kann eine solche im Zugversuch ermittelte Arbeitslinie angewandt werden.

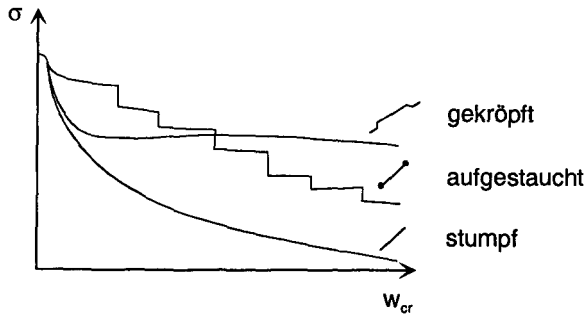


Bild 2.17: einachsiges Zugtragverhalten in Abhängigkeit von der Faserart

Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit oder einen Querschnittsnachweis sind solche Werkstoffgesetze nur *bedingt* nutzbar, insbesondere, da Zwischenzustände, wie sie sich im Zugversuch unter monoton steigender Erstbelastung einstellen, nicht berücksichtigt werden. Vielmehr muß davon ausgegangen werden, daß der dem rechnerischen Grenzzustand der Tragfähigkeit zugeordnete Dehnungszustand auf beliebigem, physikalisch möglichem Wege erreicht wird. Verbleibende Betonzugfestigkeiten aus einer bruchmechanischen Betrachtung dürfen deshalb nicht für die Ermittlung der Traglast von biege- und zugbeanspruchten Stahlfaserbetonteilen herangezogen werden, genauso wenig, wie es dies die Bemessungsverfahren für Stahl- oder Spannbeton erlauben.

Die direkt aus dem Biegezugversuch abgeleiteten Materialkenngrößen für Stahlfaserbeton führen zu einer Überschätzung der rechnerischen Bauteiltragfähigkeit, da sie Traganteile ungerissenen Betons enthalten.

Die DBV-Merkblätter ([11],[12]) berücksichtigen deshalb für die Berechnung der Festigkeitsgrößen im gerissenen Zustand aus gemessenen Last-Verformungskurve des Biegezugversuch pauschal einen Abzugswert, der die Einflüsse des tension softenings des faserfreien Betons korrigieren soll.

2.9 Zusammenfassung

Ausgehend von den bruchmechanischen Modellen für zugbeanspruchten Beton wird in die Betrachtungsweise von Stahlfaserbeton als „bewehrter Beton“ eingeführt. Eine Trennung der Wirkung von Beton und Faserbewehrung ist nur bei Fasertypen sinnvoll, deren einachsiges Zugtragverhalten nach Rißentstehung ein Plateau bildet. Bei praxisnahen Faserdosierungen liegt dieses Plateau unterhalb der Reißspannung, man spricht von unterkritischen Fasergehalten.

Fasertypen, die nicht in der Lage sind, ein solches Plateau zu bilden, sollten nicht als „Bewehrung“ in statischem Sinne bezeichnet werden.

Mittels Finite-Element-Berechnungen und einem Balkenmodell wird der Zusammenhang zwischen Zug- und Biegetragverhalten dargestellt. Ein Maßstabeffekt für biegebeanspruchte Stahlfaserbetonbauteile wird nachgewiesen.

Die Mehrzahl der existierenden Normen charakterisieren Stahlfaserbeton über bruchmechanische Größen. Für die Bemessung biegebeanspruchter Stahlfaserbetonbauteile im Grenzzustand der Tragfähigkeit sollten jedoch charakteristische Festigkeitsgrößen, die ausschließlich die Wirkung der Stahlfasern im Sinne einer Bewehrung berücksichtigen, definiert werden. Es wird vorgeschlagen, eine solche Definition am einachsialen Zugversuch oder am Biegezugversuch in einem über die Grenzrißbreite definierten rechnerischen Bruchzustand vorzunehmen.

3 Tragwerkssicherheit

3.1 Einführung in die Zuverlässigkeitstheorie

3.1.1 Historische Entwicklung sicherheitsorientierten Bauens

Tragwerke sollen die ihnen zugedachten Aufgaben sicher erfüllen. Sie müssen ausreichend standsicher und dürfen nicht in ihrer Nutzungsfähigkeit eingeschränkt sein. Seitdem die Menschheit Bauwerke erstellt, hat es mehr oder minder spektakuläre Schadensfälle gegeben. Hier seien stellvertretend genannt: Pyramide von Medum, Brücke über den Forth of Tye, Dach der Berliner Kongreßhalle.

Von den Anfängen des Bauens bis teilweise ins 19. Jahrhundert hatte sich die Vorgehensweise nach dem Prinzip von „trial and error“ am Modell, aber auch am Bauwerk selbst in Ermangelung vorhandener Rechenmodelle als nützlich erwiesen. Es könnte als das erste existierende „Sicherheitskonzept“ bezeichnet werden.

Durch die mechanische Beschreibung von Beanspruchungen, Tragmechanismen und Materialeigenschaften wurde es möglich, Sicherheitsabstände zwischen Einwirkung und Widerstand zahlenmäßig festzulegen. Diese Sicherheitsabstände sind mit der Zeit den Erfordernissen angepaßt worden. Das deterministische Sicherheitskonzept und damit beispielsweise die deutschen Stahlbeton- und Spannbetonnormen [15], [17] basieren auf diesen bewährten Strukturen.

In den 60er Jahren wurden aufbauend auf der mathematischen Wahrscheinlichkeitslehre Zuverlässigkeitstheorien in den ingenieurwissenschaftlichen Disziplinen entwickelt mit dem Ziel, die Sicherheit technischer Konstruktionen zu quantifizieren. An die Stelle der festen Größen für Geometrie, Einwirkung und Widerstand traten Zufallsvariablen. Mit ihnen ist es möglich, die statistische Verteilung der zufälligen Schwankungen unterworfenen Größen zu beschreiben. Die Sicherheit wird damit über das Maß der Zuverlässigkeit erfaßbar und vergleichbar. Sie kann durch die Überlebenswahrscheinlichkeit oder deren Komplementärgröße, der Versagenswahrscheinlichkeit, ausgedrückt werden.

3.1.2 Methoden der Zuverlässigkeitsanalyse

Die auf unterschiedlichen Ansätzen basierenden Methoden der Zuverlässigkeitsanalyse und die darauf aufbauenden probabilistischen Bemessungskonzepte lassen sich anhand ihrer mathematischen bzw. numerischen Genauigkeit charakterisieren. In Abhängigkeit des Grades der Genauigkeit der unterschiedlichen Methoden kann auf Basis des Vorschlags des Joint Committee on Structural Safety (JCSS) [10] eine Unterteilung in Kategorien vorgenommen werden. Die in Bild 3.1 dargestellte Klassi-

fizierung in Stufen (Level) ist dem Gliederungsschema des EC 1 [21] entnommen. Sie grenzt zuverlässigkeitsorientierte (probabilistische) Verfahren von herkömmlichen deterministischen, mit festen Größen operierenden Verfahren ab.

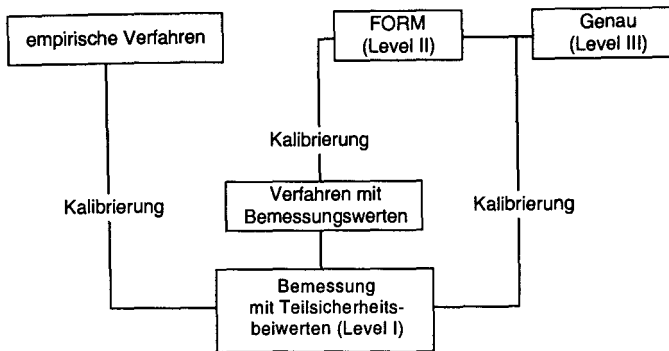


Bild 3.1: Übersicht über Zuverlässigkeitsverfahren (nach [21])

Die probabilistischen Verfahren werden in drei Level unterteilt:

- **LEVEL III**
beinhaltet exakte analytische Methoden, die die tatsächlichen Dichtefunktionen der maßgebenden Parameter Beanspruchung, Beanspruchbarkeit und Geometrie sowie eine exakte Grenzzustandsfunktion verwenden. Versagenswahrscheinlichkeiten können direkt ermittelt werden. Aufgrund des hohen Rechenaufwands für die erforderliche Genauigkeit zur Ermittlung der Eingangsparameter ist die Anwendung dieses Verfahrens nur in speziellen Fällen sinnvoll.
- **LEVEL II**
Unter diesem Level werden probabilistische Näherungsverfahren verstanden, die die Wahrscheinlichkeiten in definierten Bemessungspunkten ermitteln und Vereinfachungen in der Abbildung der Grenzzustandsfunktion vornehmen. Hierzu gehören unter anderem Zuverlässigkeitsverfahren ersten und zweiten Grades (FORM: First Order Reliability Method und SORM: Second Order Reliability Method). Bei den Level-II-Verfahren wird oftmals mit einem Sicherheitsindex β als alternatives Maß der Sicherheit gearbeitet.
Typisch für Verfahren dieses Typs ist die Abbildung der Bemessungsvariablen durch analytische Verteilungsfunktionen.
- **LEVEL I**
Bei den Verfahren des Level I handelt es sich um semi-probabilistische Nachweise auf Basis konstanter Teilsicherheitsbeiwerte. Sie sind in der Regel

aus den probabilistischen Verfahren des Level II abgeleitet. Ein Nachweiskonzept dieser Art liegt beispielsweise den Eurocodes [21], [22] zugrunde.

Bei Verfahren des Level I geht jeweils nur je *ein* charakteristischer Wert für jede Basisvariable in die Bemessungsaufgabe ein, der sich i.d.R. aus dem Fraktilenwert bei Einwirkungen und Widerständen sowie aus dem Mittelwert bei geometrischen Größen ermittelt.

Im Rahmen dieser Arbeit wird zur Bestimmung des Sicherheitsniveaus von Betonbauteilen mit Stahlfaserzugabe nach der FORM vorgegangen. Auf den so ermittelten Ergebnissen basiert ein Nachweiskonzept nach Level I, für das in Abhängigkeit des vorgegebenen zu erreichenden Sicherheitsniveaus Teilsicherheitsbeiwerte für zugbeanspruchten Stahlfaserbeton ermittelt werden.

3.1.3 Aufgabe der Zuverlässigkeitsanalyse

Die Grundaufgabe der Zuverlässigkeitsanalyse besteht darin, für ein Bauteil oder Tragwerk Versagenswahrscheinlichkeiten zu ermitteln. Alle Einflußparameter, die zufälligen Streuungen unterliegen, werden als Zufallsgrößen betrachtet und als Basisvariablen X bezeichnet. Darüber hinaus existieren in der Regel noch deterministische Parameter, die keinen oder vernachlässigbar kleinen zufälligen Streuungen unterliegen.

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit beruht auf der Auswertung einer Grenzzustandsgleichung für eine rechnerisch definierte Versagensbedingung, z.B. für den Verlust der Querschnitts- oder Systemtragfähigkeit oder für eine Gebrauchstauglichkeitsbedingung. Verallgemeinernd kann als Grenzzustand jeder Zustand bezeichnet werden, in dem eine dem Tragwerk zugeordnete Funktion nicht mehr erfüllt ist. Die Grenzzustandsbedingung kann allgemein als Differenz aus Einwirkung und Widerstand angesehen werden:

$$g = R - S \quad (3.1)$$

Eine allgemeine Formulierung der Grenzzustandsgleichung als Funktion der Basisvariablen ist in (3.2) gegeben:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (3.2)$$

In Abhängigkeit von der Anzahl n der Basisvariablen kann g als eine Fläche im n -dimensionalen Raum aufgefaßt werden. Sie teilt diesen in einen Überlebensbereich $\{x \mid g(x) \geq 0\}$ und einen Versagensbereich $\{x \mid g(x) < 0\}$.

Die Versagenswahrscheinlichkeit wird definiert zu

$$P_f = P(x \mid g(x) < 0) \quad (3.3)$$

Die mathematische Berechnung der Wahrscheinlichkeiten für Versagen bzw. Überleben kann durch Integration der Dichten der Verteilungen über die jeweiligen Berei-

che der Grenzfläche g erfolgen. Im n -dimensionalen Raum der Zufallsgrößen sei die Dichte mit $f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ gegeben.

Die Versagenswahrscheinlichkeit P_f ergibt sich über die Integration der Wahrscheinlichkeitsdichten des Versagensbereichs:

$$P_f = \int \dots \int_{\{x|g(x)<0\}} f(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (3.4)$$

Entsprechend kann die Überlebenswahrscheinlichkeit direkt aus der Versagenswahrscheinlichkeit zu

$$P_s = 1 - P_f \quad (3.5)$$

bestimmt werden.

Eine geschlossene Lösung des Integrals ist für allgemeine Verteilungen und Grenzzustandsgleichungen nicht möglich. Für den Sonderfall ausschließlich normalverteilter Basisvariablen und einer linearen Grenzzustandsfunktion ist in [67] eine mathematische Ableitung dargestellt.

Eine numerische Lösung der Integralgleichung (3.4) ist generell möglich, in vielen Fällen jedoch aufwendig. Als Alternative bietet sich eine gezielte numerische Simulation unter Anwendung der Monte-Carlo-Methode an. Aufgrund der geringen Wahrscheinlichkeiten P_f ist eine verhältnismäßig hohe Stichprobenmenge für die Simulation erforderlich. Unter Verwendung gewichteter Simulationen läßt sich der Rechenaufwand verringern.

3.1.4 Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung

Die Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung (FORM) beruht auf einem Näherungsverfahren zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit P_f . Sie eignet sich für allgemeine nichtlineare Probleme bei beliebigen stetigen Verteilungsfunktionen. Das Problem wird jeweils über Transformationen auf eines im Bemessungspunkt mit standardnormalverteilten Basisvariablen und linearisierter Grenzzustandsgleichung zurückgeführt. Die Umkehrfunktionen der Transformationen müssen eindeutig sein. Für den Fall korrelierter Basisvariablen ist die Transformation auf unkorrelierte Ersatzvariablen notwendig. Transformationsbeziehungen und Rechenregeln sind beispielsweise in [48] gegeben.

Die Aufgabe der Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung besteht darin, den maßgebenden Bemessungspunkt auf der Grenzzustandsfläche iterativ zu approximieren. Das Maß der Zuverlässigkeit wird durch den Wert β beschrieben, der den Abstand des wahrscheinlichen (mittleren) Wertes der n -dimensionalen Verteilung auf die Grenzzustandsfläche darstellt. Bezogen auf den Standardnormalraum ist β der Abstand von g auf den Ursprung 0.

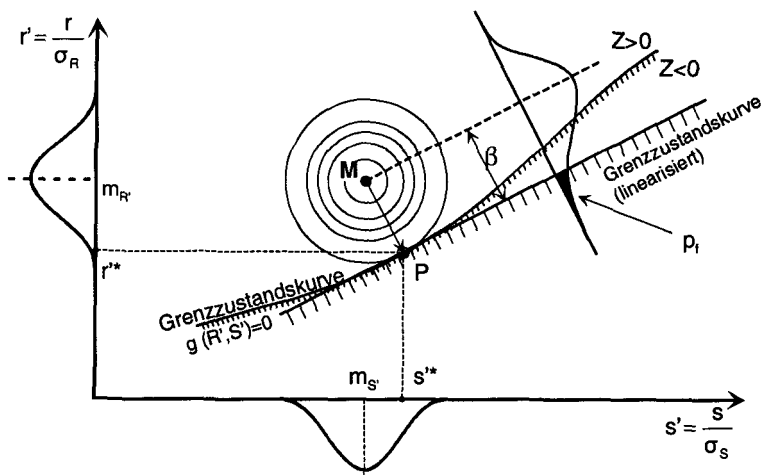


Bild 3.2: Grenzzustandsbedingungen und Sicherheitsindex

Eine anschauliche Darstellung dieses Zusammenhangs kann Bild 3.2 für ein System mit zwei unabhängigen Basisvariablen entnommen werden. Für den Fall der Transformation in den Standardnormalraum entspricht β dem Abstand vom Mittelwert einer eindimensionalen normalverteilten Dichtefunktion. Der funktionale Zusammenhang zwischen dem Sicherheitsindex β und der Versagenswahrscheinlichkeit P_f ist in (3.6) dargestellt.

$$P_f = \phi(-\beta) \quad (3.6)$$

3.1.5 Numerische Behandlung der FORM

Für die iterative Bestimmung des operativen Zuverlässigkeitsniveaus nach der first order reliability method ist die Implementierung eines Berechnungs- und Bemessungsverfahrens in ein numerisches Iterationsprogramm notwendig. Zur Lösung derartiger Probleme stehen diverse Programmpakete zur Verfügung. Sie unterscheiden sich in erster Linie durch die implementierten Lösungsalgorithmen für die Transformationen und die iterative Bestimmung des Bemessungspunkts.

Ein die Stahlfaserbetonbemessung berücksichtigendes Programm ist nicht bekannt. Deshalb wurde auf Basis der in [58] vorgestellten Algorithmen ein Programm entwickelt, in welches Bemessungsansätze sowohl für Stahlbeton, Stahlfaserbeton als auch kombiniert bewehrte Querschnitte implementiert sind. Es ist sowohl eine querschnittsorientierte Betrachtung als auch eine Systembetrachtung unter Ansatz des Traglastverfahrens möglich. Über die einzelnen Lösungsschritte zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit kann Bild 3.3 einen Überblick verschaffen.

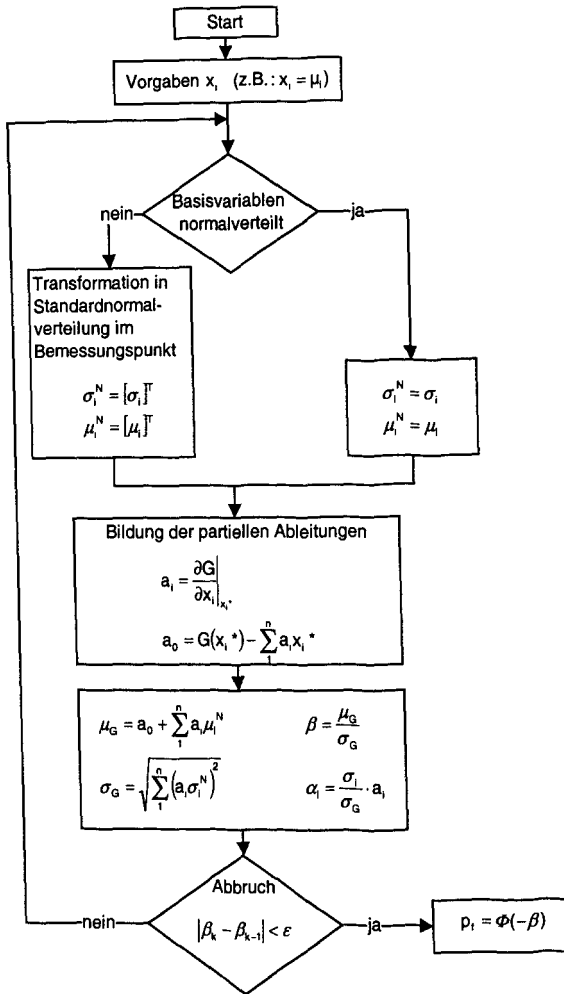


Bild 3.3: Rechenschema zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit

Während die Versagenswahrscheinlichkeit lediglich das globale Zuverlässigkeitsniveau beschreibt, kann mit dem gleichen Algorithmus über die Ermittlung der als Sensitivitätsfaktoren bezeichneten α_i -Werte der Grad des Einflusses der jeweiligen Basisvariablen X_i auf die Sicherheit bestimmt werden. Je größer der Wert, desto bestimmender wird der Einfluß der Variablen. Es gilt:

$$\sum_i \alpha_i^2 = 1 \quad (3.7)$$

Aus dem Vorzeichen der Sensitivitätsfaktoren läßt sich ihr Einfluß auf das Sicherheitsniveau ablesen. Positive α_i -Werte erhöhen die Sicherheit, es handelt sich i.d.R. um Basisvariablen auf der Widerstandsseite. Bei negativen α_i -Werten handelt es sich um gefährdende, also sich negativ auf das Sicherheitsniveau auswirkende Größen.

3.2 Probabilistische Bemessungskonzepte

Ziel der auf probabilistischen Betrachtungen basierenden Bemessungskonzepte ist es, möglichst geringe Schwankungen der operativen Sicherheiten in Abhängigkeit von der Einwirkungs- und Widerstandskonstellation zu erzielen. Es ist zu unterscheiden in rein probabilistische Verfahren (z.B. FORM) und semiprobabilistische Verfahren (z.B. EC 2), die zwar auf demselben theoretischen Hintergrund basieren, jedoch im Nachweis selbst starke Vereinfachungen hinsichtlich der Berücksichtigung aller Einflüsse auf das Sicherheitsniveau enthalten. Die gravierendsten Vereinfachungen des EC 2 gegenüber der FORM sind konstante statt variable Teilsicherheitsbeiwerte sowie die Annahme deterministischer geometrischer Größen.

Wird nach Bild 3.3 über die α_i -Werte aus der Sicherheitsanalyse der Bemessungspunkt auf der Grenzzustandsfläche bestimmt, kann daran anschließend der Vektor x^* der Bemessungswerte bestimmt werden. Über den Vergleich mit den Eingangsgrößen ermitteln sich die im Bemessungspunkt ergebenden Teilsicherheitsbeiwerte.

Bei üblichen Bemessungsverfahren, wie beispielsweise nach EC 2, weisen sowohl die nach der FORM ermittelten Teilsicherheitsbeiwerte für den maßgebenden Bemessungspunkt als auch das Sicherheitsniveau selbst in Abhängigkeit von der Bemessungssituation Schwankungen auf. Eine rein probabilistische Bemessung mit dem Ziel, ein konstantes operatives Sicherheitsniveau zu erlangen, erfordert auch hier wiederum eine iterative Vorgehensweise und die Variation der als Eingangsgrößen gewählten Sicherheiten.

3.3 Sicherheitskonzept der Eurocodes

Das europäische Normenwerk (Eurocode 1 bis 9) beinhaltet ein baustoffunabhängiges und bauartübergreifendes, vereinheitlichtes Sicherheits- und Nachweiskonzept. In EC 1 werden die Grundlagen der Tragwerksplanung dargestellt, in EC 2 ist ihre Anwendung für Beton-, Stahlbeton und Spannbeton geregelt. Für die maßgebenden Bemessungssituationen werden die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit definiert.

Der Nachweis der Grenzzustände wird unter Verwendung von Bemessungswerten für Geometrie, Einwirkungen und Widerstände geführt. Diese Bemessungswerte werden aus den charakteristischen Größen, die entsprechend mit Teilsicherheits-

beiwerten versehen sind, errechnet. Geometrische Größen werden in der Regel mit ihren Nennwerten im Tragmodell berücksichtigt.

Die Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungen und Widerstände berücksichtigen einerseits ungünstige Abweichungen der realen Parameter von den charakteristischen Größen als Folge der statistischen Streuung, andererseits werden Unsicherheiten bezüglich des mechanischen Modells und des Einflusses bestimmter Einwirkungen auf das Tragwerk abgedeckt.

Die Teilsicherheitsbeiwerte sind neben dem Nachweiskonzept das bestimmende Sicherheitselement der Eurocodes. Sie können durch Kalibrieren empirischer Nachweisverfahren ermittelt werden. Im Rahmen der Zuverlässigkeitstheorie können Verfahren nach LEVEL III und II gemäß Kapitel 3.1.2 zu ihrer Bestimmung angewandt werden. Der derzeitige Entwicklungsstand des EC 2 basiert in erster Linie auf Kalibrieren sowie den Methoden der FORM (LEVEL II).

Mit den in EC 1 und EC 2 angegebenen Teilsicherheitsbeiwerten wird ein für erforderlich erachtetes Maß der Bauwerkszuverlässigkeit gewährleistet. Dieses Maß wird durch die Angabe indikativer Werte des Zuverlässigkeitsindex β für unterschiedliche Bezugszeiträume im Eurocode 1 quantifiziert.

Tabelle 3-1: Sicherheitsindizes β nach EC 1

Grenzzustand	β (Gesamtnutzungsdauer)	β (1 Jahr)
Tragfähigkeit	3,8	4,7
Gebrauchstauglichkeit	1,5	3,0
Ermüdung	1,5 ... 3,8 *)	

*) abhängig von Überwachungs- und Instandsetzungsmöglichkeiten

Die in Tabelle 3-1 angegebenen Sicherheitsindizes beziehen sich auf die Mehrzahl der sicherheitsrelevanten baulichen Anlagen und sind Basis für die Definition der Teilsicherheitsbeiwerte.

Für Bauteile, die hinsichtlich ihrer Sicherheitsrelevanz höher oder geringer einzustufen sind, können entsprechend angepaßte β -Werte zugrunde gelegt werden. In GrSiBau [18] ist eine Klassifizierung in Abhängigkeit der Nutzungsbedingungen angegeben.

Tabelle 3-2: Sicherheitsklassen nach GruSiBau [18]

Gefährdungspotential infolge Verlust der Tragfähigkeit	Gefährdungspotential infolge Verlust der Gebrauchstauglichkeit	Sich.- Klasse
Keine Gefahr für Menschenleben, geringe wirtschaftliche Folgen	geringe wirtschaftliche Folgen, geringe Beeinträchtigung der Nutzung	1
Gefahr für Menschenleben, beachtliche wirtschaftliche Folgen	beachtliche wirtschaftliche Folgen, beachtliche Nutzungsbeeinträchtigung	2
Große Bedeutung der baulichen Anlage für die Öffentlichkeit	große wirtschaftliche Folgen, große Beeinträchtigung der Nutzung	3

Klasse 2 aus Tabelle 3-2 entspricht dem üblichen Hochbau, auf den das Sicherheitskonzept der Eurocodes abgestimmt sind. In Abhängigkeit von der Sicherheitsklasse gibt GruSiBau für den Bezugszeitraum eines Jahres die in Tabelle 3-3 dargestellten Sicherheitsindizes an.

Tabelle 3-3: Sicherheitsindex β für ein Jahr nach [18]

	Sicherheitsklasse		
	1	2	3
ULS	4,2	4,7	5,2
SLS	2,5	3,0	3,5

3.4 Statistische Kennwerte der Lasteinwirkungen

Bei Lasten ist zwischen ständig wirkenden und zeitlich sowie räumlich veränderlichen Einwirkungen zu unterscheiden.

Die Größe ständig wirkender Lasten aus Eigengewicht ist eine Funktion der Wichte des Materials und der Querschnittsabmessungen, soweit diese nicht gesondert als Zufallsvariablen in das Berechnungsmodell einbezogen sind. Streng genommen ist daher zu unterscheiden zwischen Eigengewichtslasten tragender Bauteile und solchen aus lediglich belastenden Bauteilen. Da hier jedoch der Einfluß des Bauteilwiderstands auf das Sicherheitsniveau im Vordergrund steht, wird unter Hinweis auf die Literatur ([38], [53], [60]) ein möglichst einfaches Lastmodell verwandt. Darin wird für Eigengewichtslasten von einer standardnormalverteilten Grundgesamtheit und einem Variationskoeffizient $V_G = 0,10$ ausgegangen. Mit der relativ hoch angesetzten Streuung werden neben den beschriebenen Faktoren auch Modellunsicherheiten abgedeckt.

Verkehrslasten unterliegen weitaus größeren Streuungen als Eigengewichtslasten. Da es sich um räumlich und zeitlich zufällig verteilte Funktionen handelt, wäre zur genauen Behandlung dieser Einwirkungsgrößen eine Berücksichtigung der Lastur-

sachen sowie der exakten Nutzungsbedingungen erforderlich. Ergebnisse derartiger Untersuchungen sind für Wind-, Schnee- sowie Verkehrslasten in Abhängigkeit verschiedener Nutzungsbedingungen u.a. von Schobbe [60] zusammengestellt worden. Danach ergeben sich erwartungsgemäß starke Schwankungen zwischen den Annahmen der charakteristischen Werte in Lastnormen sowie dem tatsächlichen Auftreten.

Ein Ansatz für ein statistisches Verkehrslastmodell wird von Östlund [53] vorgeschlagen. Hiernach wird von einer normalverteilten Grundgesamtheit der Verkehrslasteinwirkungen mit Variationskoeffizienten von 30 bis 40% ausgegangen. Der charakteristische Wert wird als Jahresmaximum der Einwirkung angesehen und durch die 98%-Quantile beschrieben. Danach kann der Mittelwert der Verkehrslasteinwirkung abgeschätzt werden zu:

$$Q_m = \frac{Q_k}{1 + 2,06 \cdot V_Q} \quad (3.8)$$

3.5 Sicherheitskonzepte für tragende Bauteile aus Stahlfaserbeton

3.5.1 Allgemeines

Derzeit existiert in Deutschland keine bauaufsichtlich eingeführte Norm zum Entwurf und zur Bemessung von Stahlfaserbetonbauteilen. Bemessungsempfehlungen wurden jedoch vom Deutschen Betonverein erarbeitet [11], [12]. Diese Empfehlungen beschränken sich aber auf Industrieböden als gebettete Platten sowie auf den Tunnelbau. Die „Tunnelbaurichtlinie“ [12] wiederum fordert die Beschränkung auf Bauteile unter Normaldruckkraft bei geringer Ausmitte ($e/d \leq 1/3$). Somit ist beiden Richtlinien gemeinsam, daß die Wirkung des Stahlfaserbetons auf Zug keine unmittelbare Auswirkungen auf die Bauwerkssicherheit hat.

Unter diesem Hintergrund müssen die in den beiden Merkblättern angegebenen Sicherheitsbeiwerte für biegebeanspruchten Stahlfaserbeton verstanden werden. Eine Interpretation der in Anlehnung an DIN 1045 [15] bzw. EC 2 [22] gewählten Sicherheitsbeiwerte darf nicht darüber hinweg täuschen, daß es sich hier um die Regelung nicht sicherheitsrelevanter Bauteile (Industrieböden) oder um einen rechnerischen Versagenszustand (Tunnelschale als Stützlinie) handelt, der nicht unmittelbar zum Bauteilversagen führt. Untersuchungen über die tatsächlichen Bruchsicherheiten im Sinne der FORM sind für dieses Sicherheitskonzept in der Literatur nicht bekannt.

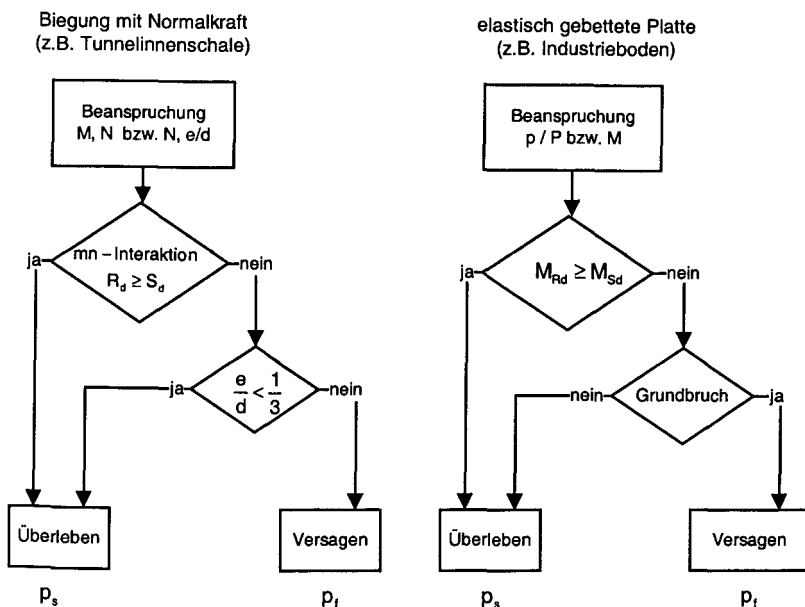


Bild 3.4: Nach den DBV-Merkblättern unberücksichtigte Systemredundanz

Für die beiden in den Merkblättern des Deutschen Betonvereins behandelten Bauteilarten „gebetete Platte“ sowie „Bauteil unter Normalkraft mit geringer Ausmitte“ kann die Systemredundanz mittels der in Bild 3.4 dargestellten vereinfachten Funktionsdiagramme verdeutlicht werden. Vereinfachend werden für die aufgezeigten Systeme Wahrscheinlichkeiten jeweils für die Grenzzustände der Tragfähigkeit des Betonbauteils, des Resttragsystems sowie des Bodens bzw. des Gebirges dargestellt. Jeder dieser idealisierten Versagenszustände kann dabei mehrere Versagensmechanismen beinhalten, z.B. Druck-, Zug-, Biege- oder Schubversagen bei Beton.

Während die DBV-Merkblätter [11], [12] für Stahlfaserbeton eine Ausweitung der Anwendungen beispielsweise auf rein zug- oder biegebeanspruchte Querschnitte sicherheitsrelevanter Bauteile nicht vorsehen, ist es jedoch möglich, über die Anwendung der FORM ein sicherheitsorientiertes Nachweisverfahren für allgemeine tragende Konstruktionen aus Stahlfaserbeton zu entwickeln und eine Aussage über die erforderlichen Sicherheiten zu machen.

Zwei Ansätze werden nachfolgend vorgestellt. Ein zuverlässigkeitsorientiertes Bemessungskonzept für Stahlfaserbeton wird entwickelt, das mit den Ansätzen der GruSiBau [18] und des EC 1 [21] konform und, aus der Sicherheitsbetrachtung abgeleitet, unabhängig vom Typ des Tragsystems anwendbar ist. Daneben wird das Sicherheitskonzept des DBV-Merkblattes „Tunnelbau“ [12] hinsichtlich seiner

Systemzuverlässigkeit und Systemredundanz für den Fall überprüft, daß andere als darin vorgesehene Bauteile danach bemessen werden.

3.5.2 Sicherheitsanalyse biegebeanspruchter Stahlfaserbetonquerschnitte

Nach einem rein probabilistischen Verfahren ist für jeden Nachweis ein maßgebender Bemessungspunkt auf der Versagensfläche zu ermitteln. Alle nicht deterministischen Größen gehen mit ihren statistischen Verteilungen als Basisvariablen in das Rechenmodell ein. Bei Stahlfaserbeton ist die vom Querschnitt im gerissenen Zustand übertragbare Zugspannung die für die Zuverlässigkeitsbetrachtung im Grenzzustand der Tragfähigkeit bestimmende Kenngröße. Bei Bauteilen unter Zug- und Biegebeanspruchung wirkt die Nachrißzugfestigkeit ähnlich einer über die Zugzone verschmierten Bewehrung. Kenntnis über die statistische Verteilung der fiktiven Spannungen vorausgesetzt, läßt sich mittels der Sicherheitsanalyse (z.B. nach FORM) das operative Zuverlässigkeitsniveau bestimmen.

Als Maß des Zuverlässigkeitsniveaus gilt die operative Versagenswahrscheinlichkeit oder der davon abhängige auf die Standardnormalverteilung bezogene Sicherheitsindex β . Die sich daraus ableitenden Teilsicherheitsbeiwerte der einzelnen Basisvariablen sind nicht konstant, sondern abhängig von der einzelnen Bemessungssituation.

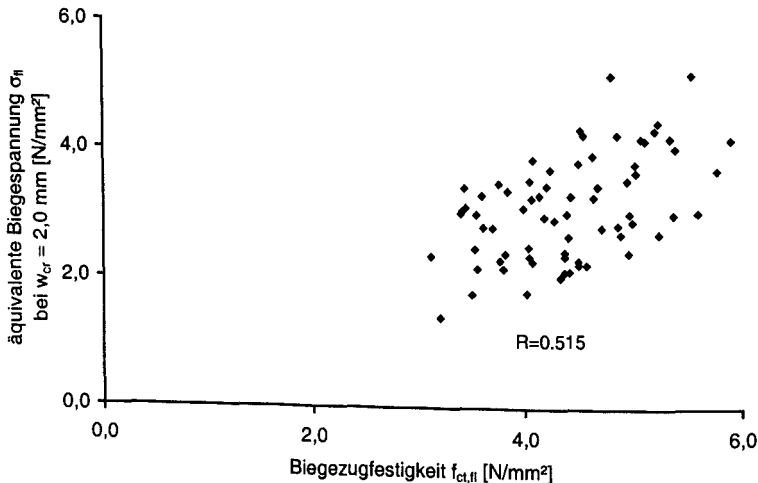


Bild 3.5: Korrelation von Biegezug- und Nachrißbiegezugfestigkeit

Da Stahlfaserbeton unter Zug- und Druckbeanspruchung unterschiedliche Eigenschaften besitzt und unterschiedliche Versagensmechanismen maßgebend sind, muß von unterschiedlichen statistischen Streuungen dieser Eigenschaften ausge-

gangen werden. Somit sind für Stahlfaserbeton zwei Basisvariablen - jeweils getrennt für Zug und Druck - zu definieren.

Die Druckfestigkeit und die Zugfestigkeit einer Stahlfaserbetonsorte sind in einem gewissen Maß korreliert. Ebenfalls kann eine Korrelation zwischen der Druckfestigkeit und der Zugfestigkeit im Zustand II festgestellt werden. Es handelt sich jedoch nicht um vollständig korrelierte Größen. Selbst die in Kapitel 4.2.3 beschriebenen Prüfungen an Biegebalken gemäß [12] ergaben nur teilweise korrelierte Ergebnisse der Biegezugfestigkeiten und der Nachriß-Biegezugfestigkeiten.

Da jedoch bei Stahlfaserbetonquerschnitten sowie kombiniert bewehrten Querschnitten unter üblichen Beanspruchungskombinationen aus Normalkraft und Biegemoment Druckversagen des Betons und Zugversagen der Stahlfasern nur selten gleichzeitig maßgebend werden, ist der Einfluß aus dem tatsächlichen Grad der Korrelation dieser beiden Basisvariablen auf das Ergebnis der Sicherheitsanalyse als gering einzustufen. Der Fehler, der durch die Annahme völlig unkorrelierter Größen auftritt, kann hier vernachlässigt werden.

Die Vorgehensweise der Sicherheitsanalyse soll zunächst anhand eines zugbeanspruchten Querschnitts erläutert werden. Als Eingangsinformation für das in Bild 3.3 dargestellte numerische Rechenverfahren sind hauptsächlich Informationen über die Basisvariablen, also die statistischen Streuungen unterliegenden Größen notwendig. Daneben ist die Grenzzustandsfunktion g zu implementieren. Sie ist eine Funktion der unabhängigen Basisvariablen. Entscheidender Einfluß auf g wird durch das Bemessungsverfahren mit den gewählten Sicherheitsbeiwerten ausgeübt.

Auch das für die Bemessung gewählte mechanische Modell (Versagensmodell, Spannungs-Dehnungsbeziehungen) kann die Grenzzustandsfunktion beeinflussen, wenn es das tatsächliche Tragverhalten lediglich idealisiert abbildet. Für die nachfolgenden Traglastermittlungen wurde jeweils ein Bemessungsalgorithmus gewählt, der über die Integration der Spannungs-Dehnungslinien bzw. Kraft-Rißöffnungsbeziehungen Querschnittstragfähigkeiten ermittelt. Bei Systembetrachtungen wird die Bruchlinientheorie angewandt. Damit ist ein Bemessungsverfahren gewählt, das sich für stabförmige Bauteile, bei denen Biegeversagen maßgebend ist, eng an das tatsächliche Verhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit anlehnt.

3.5.3 Sicherheit eines Zugstabs aus Stahlfaserbeton

Anhand des einfachsten statischen Systems, des Stabs, soll die Vorgehensweise einer Sicherheitsbetrachtung nach der FORM exemplarisch behandelt werden. Gegeben sei ein Zugglied aus Stahlfaserbeton mit der Querschnittsfläche A_c , einer Zugfestigkeit im gerissenen Zustand f_{ct}'' und einer ständigen Last aus Eigengewicht G . Alle drei Größen seien nicht deterministisch, also zufälligen Schwankungen unterworfen.

Das Bauteil soll mittels eines Konzepts auf Basis der Teilsicherheitsbeiwerte bemessen werden. Die Beanspruchung S_d wird nach EC 2 ermittelt.

$$S_d = S_k \cdot \gamma_g \quad (3.9)$$

Die Beanspruchbarkeit des Querschnitts auf Zug wird aus der durch Versuche ermittelten Verteilungsfunktion der Nachrißzugfestigkeit errechnet. Dabei wird für die Berechnung davon ausgegangen, daß die so ermittelten Daten die Grundgesamtheit repräsentieren.

Wie auch bei Beton auf Druck ist zur Berücksichtigung einer Dauerbeanspruchung eine Abminderung der Festigkeitswerte f_{ctk}^{II} vorzunehmen. Dabei wird davon ausgegangen, daß damit das tatsächliche Materialverhalten abgebildet wird. Der Rechenwert der zentrischen Nachrißzugfestigkeit ist demnach:

$$f_{ctd}^{II} = f_{ctk}^{II} \cdot \alpha_t \quad (3.10)$$

Es wird empfohlen, einen Abminderungsfaktor für Dauerbeanspruchung von $\alpha_t = 0,8$ anzusetzen. Als Bestätigung dieses in Anlehnung an die DBV-Merkblätter eingeführten Faktors können die in Kapitel 4.2.6 beschriebenen Schwellastversuche angesehen werden.

Die Beanspruchbarkeit R_d ergibt sich somit in Anlehnung an das Sicherheitskonzept des EC 2 wie folgt:

$$R_d = A_c \cdot f_{ctd}^{II} / \gamma_m \quad (3.11)$$

Die Grenzzustandsfunktion definiert sich aus der Bemessungsaufgabe:

$$g(A_c, G, f_{ct}^{II}) = R_d - S_d \quad (3.12)$$

Die Ermittlung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit p_f bzw. der operativen Sicherheit p_s führt über die Lösung nachstehender Beziehung:

$$p_f = p \{ g \mid g \leq 0 \} \quad (3.13)$$

Um die operative Sicherheit ermitteln zu können, ist die Kenntnis der statistischen Verteilungen von einwirkender Last sowie des Widerstands auf der Materialseite erforderlich.

Für die Sicherheitsbetrachtung im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind auf der Einwirkungsseite im allgemeinen ständig wirkende Eigengewichtslasten und zeitlich sowie räumlich zufällig verteilte Verkehrslasten zu berücksichtigen. Der einfacheren Übersicht halber wird in den vergleichenden Sicherheitsbetrachtungen lediglich von einer ständig wirkenden Eigengewichtslast ausgegangen.

In Tabelle 3-4 und Tabelle 3-5 ist eine Übersicht über die Basisvariablen für einen Stahlfaserbeton- sowie für einen Stahlbetonquerschnitt gegeben. Hinsichtlich der Beanspruchungen und der Geometrie wird von gleichen Verhältnissen ausgegangen. Die statistischen Daten von Stahlfaserbeton für den Bauteilwiderstand im gerissenen

Zustand basieren auf den in Kapitel 4.2 beschriebenen Prüfungen. Entsprechende Werte für Betonstahl können der umfangreichen Literatur entnommen werden.

Tabelle 3-4: Statistisches Modell der Basisvariablen eines Faserbetonzugstabs

Basisvariable	Einheit	charakt. Wert	Verteilungs-Typ	Mittelwert μ	Standard-abweichg. σ
G	MN	$\mu (G_k)$	N	G_k	$0,1 \cdot G_k$
A_c	m ²	1	N	1	0,025
f_{ct}^{II}	MN/m ²	$0,672 \cdot \mu (f_{ctk}^{II})$	LN	μ	$0,2 \cdot \mu$

Tabelle 3-5: Statistisches Modell der Basisvariablen eines Stahlbetonzugsabs

Basisvariable	Einheit	charakt. Wert	Verteilungs-Typ	μ	σ
f_y	MN/m ²	500	N	560	30

Obwohl nach statistischen Auswertungen der Verteilung der Biegezugfestigkeiten von gerissenem Stahlfaserbeton von einer normalverteilten Grundgesamtheit ausgegangen werden kann, wird für die Sicherheitsbetrachtung eine lognormal-verteilte (LN) Zufallsvariable f_{ct}^{II} verwandt. Die Ursache liegt in der Streuung der Festigkeiten und damit im hohen Variationskoeffizienten von $V_{ct} = 0,20$ begründet, der bei Ansatz einer Normalverteilung einen relevant großen Bereich physikalisch nicht möglicher negativer Festigkeiten und damit eine Verfälschung der Rechenergebnisse bewirkt. So ergäbe sich bei Ansatz einer normalverteilten Dichtefunktion für den Bereich negativen Widerstands:

$$p_I = p \{ R_d (N(2,5;0,5)) \leq 0 \} = 2,87 \cdot 10^{-7} \quad (3.14)$$

Dieser Wahrscheinlichkeit entspricht ein Zuverlässigkeitsindex von:

$$\beta = -\Phi(p_I) = 5,0 \quad (3.15)$$

Ein solcher Fehler läge in der Größenordnung der geforderten Versagenswahrscheinlichkeiten für sicherheitsrelevante Strukturen und wäre somit inakzeptabel hoch.

Für die Verteilungsfunktion der Stahlzugfestigkeit ist dieser Fehler verschwindend gering. Die rechnerischen Sicherheitsniveaus eines Stahlbetonzugstabs unter Ansatz einer Normal- und Lognormalverteilung weichen nicht nennenswert voneinander ab.

Für die Sicherheitsanalyse wird jeweils eine Bemessung durchgeführt, aus der sich die aufnehmbare Beanspruchung G (ständige Last) ermittelt, wobei ein Teilsicherheitsbeiwert gemäß EC 2 für ständig wirkende Lasten mit $\gamma_G = 1,35$ angesetzt wird.

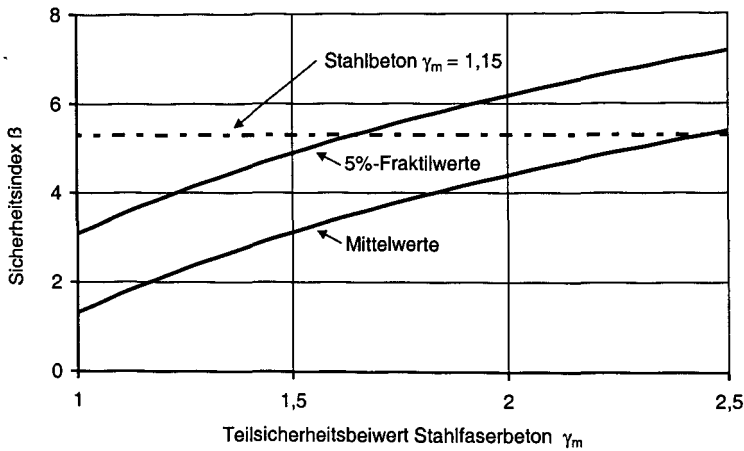


Bild 3.6: Sicherheitsniveau von Stahlfaserbeton- und Stahlbetonzugstäben

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_m auf der Widerstandsseite für die Berücksichtigung der Tragwirkung der Stahlfasern wird variiert. In Bild 3.6 ist für unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte γ_m das sich für den Zugstab ergebende operative Sicherheitsniveau aufgetragen und dem Niveau eines Stahlbetonzugstabs mit Teilsicherheitsfaktor $\gamma_m = 1,15$ für Betonstahl gegenübergestellt.

Die untere Kurve beruht auf der Definition der Rechenwerte der Tragfähigkeit als Mittelwerte der Grundgesamtheit, wie sie dem DBV-Merkblatt „Tunnelbau“ [11] zugrunde liegt. Der oberen Kurve liegen die 5%-Fraktilewerte des Widerstands zugrunde, die nach der Philosophie des EC 2 als charakteristische Werte bezeichnet werden.

Während die Sicherheitsanalyse einen Zuverlässigkeitsindex von $\beta = 5,3$ für den Stahlbetonzugstab ergibt, so ist für das Erreichen gleicher operativer Sicherheit ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_m = 1,65$ erforderlich. Wird dagegen das Bemessungskonzept des DBV-Merkblatts [11] mit $\gamma_m = 1,65$ unter Verwendung der Mittelwerte der Grundgesamtheit als Bemessungswerte ohne weitere Abänderung auf ein solches Bauteil übertragen, so ergibt sich mit $\beta = 1,9$ ein extrem niedriges Sicherheitsniveau, das erheblich unter dem angestrebten Zuverlässigkeitsindex von $\beta = 4,7$ für Systeme der Bauwerksklasse 2 liegt.

Anderes ist auch nicht zu erwarten, da die relativen Streuungen der Nachrißzugfestigkeiten größer sind als die der Druckfestigkeiten, für die ein Teilsicherheitsfaktor von $\gamma_m = 1,5$ auf die Fraktilewerte ein ausreichendes Sicherheitsniveau gewährleistet.

Auch wenn über Einführung entsprechender Sicherheitsbeiwerte eine zuverlässigkeitsorientierte Bemessung möglich ist, sollten bei ausschließlich auf Zug beanspruchten Bauteilen Stahl- oder Spannbetonkonstruktionen solchen aus Stahlfaserbeton vorgezogen werden.

3.5.4 Biegebeanspruchte Stahlfaserbetonquerschnitte

Die voranstehenden Untersuchungen bauen auf dem direkten Vergleich von Widerstand und Einwirkung ohne Verwendung eines gesonderten Trag- oder Bemessungsmodells auf. Es wird lediglich davon ausgegangen, daß die Spannungen konstant über den Querschnitt verteilt sind.

Bei biegebeanspruchten Balken hingegen ist für die Bemessung auf plastische Grenzlaster ein mechanisches Modell anzuwenden, mit dem die Biegetragfähigkeit ermittelt wird. Da die Dehnungen über den Querschnitt nicht konstant sind, müssen in solche Modelle die Arbeitslinien der verwendeten Werkstoffe mit einfließen. Idealisierungen sowohl beim Bemessungstragmodell als auch bei den der Bemessung zugrunde liegenden Werkstoffkenngrößen können Einflüsse auf das Sicherheitsniveau bewirken. Diese Einflüsse sind für Stahlbetonbauteile u.a. in [67] ausführlich dokumentiert.

Da bei ausschließlich faserbewehrten Balken unter reiner Momentenbeanspruchung ein Versagen der Biegezugzone über das der Druckzone dominiert, ist, was das Sicherheitsniveau betrifft, kein nennenswerter Unterschied zum Zugstab festzustellen. Diese Tatsache läßt sich anhand der in Tabelle 3-6 dargestellten α_i -Werte feststellen. Für die Rechnung wurde von einem Stahlfaserbeton mit 40 kg/m^3 endverankerten Drahtfasern der Abmessungen $l/d = 60/0,75 \text{ (mm)}$ ausgegangen. Die α_i -Werte bleiben jedoch für alle praxisgerechten Fasergehalte bis ca. 150 kg/m^3 nahezu konstant.

Tabelle 3-6: Basisvariablen und Sensitivitätsfaktoren α_i

Momentenbeanspruchter Balken Sicherheitsindex $\beta = 5,09$		Last G [kN]	Druckfestigkeit f_c [MN/m ²]	Nachrißzugfestig- keit f_{ct} [MN/m ²]
Basisvariable i		1	2	3
charakteristischer Wert	X_k	23,74	20,0	1,638
Mittelwert	μ	23,74	28,0	2,438
Standardabweichung	σ	2,37	5,0	0,488
Wert im Bemessungspunkt	X	28,46	27,7	0,955
Sensitivitätsfaktor	α	-0,391	0,012	0,920

Für die Sicherheitsanalyse wurde ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_m = 1,5$ auf den zugbeanspruchten Faserbeton unter Berücksichtigung der 5%-Fraktilenwerte angesetzt. Alle anderen Bemessungsgrundlagen stimmen mit dem Sicherheitskonzept des EC 2 überein. Das operative Sicherheitsniveau liegt im konkreten Fall mit $\beta = 5,09$ auf gleicher Höhe wie beim Zugstab. Es ist in ähnlicher Weise eine Funktion des Teilsicherheitsbeiwerts für Stahlfaserbeton auf Zug. Der Einfluß der Betondruckfestigkeit auf das Sicherheitsniveau ist mit $\alpha_3^2 = 1,3 \cdot 10^{-4}$ von untergeordneter Bedeutung.

3.5.5 Sicherheit von Stahlfaserbetonquerschnitten unter Biegung mit Normalkraft

Bei auf Zug oder Biegung beanspruchten Stahlfaserbetonquerschnitten ist die Tragfähigkeit stark durch die in der gerissenen Zugzone aufgrund der Faserwirkung übertragbaren Spannungen geprägt, was sich letztlich anhand der Sicherheitsbetrachtung bestätigen ließ. Auf Biegung und Normalkraft beanspruchte Querschnitte sind dagegen bei begrenzter Lastausmitte der resultierenden Normalkraft in der Lage, auch ohne Ansatz der Zugtragfähigkeit bei klaffender Fuge zu tragen.

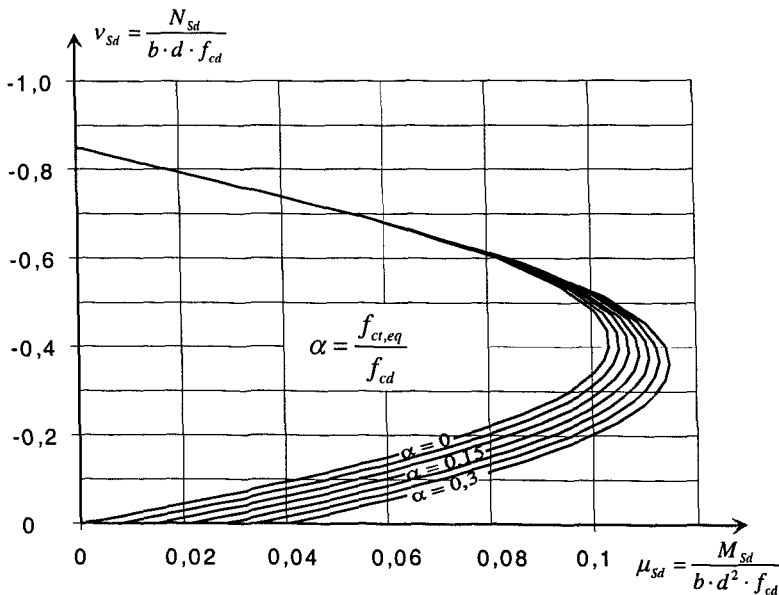


Bild 3.7: m/n-Interaktionsdiagramm

Der Einfluß der Interaktion von Biegung und Normalkraft zeigt sich in der Querschnittsanalyse durch Erhöhung der plastischen Momentengrenztragfähigkeit durch die gleichzeitig wirkende Normalkraft. Das Maximum des plastischen Moments

wird bei einer zugehörigen Normalkraft erreicht, die um so höher liegt, je niedriger das plastische Moment ohne zusätzlich wirkende Normalkraft ist. Bei einem Querschnitt ohne Zugtragfähigkeit liegt dieses Maximum des plastischen Moments bei einer zugehörigen Normalkraft, die der halben bezogenen Druckfestigkeit entspricht.

Wie für den Stahlbetonbau oder Stahlverbundbau lassen sich auch für Stahlfaserbeton Interaktionsdiagramme erstellen. In Bild 3.7 sind Interaktionskurven in Anlehnung an die Nachweisführung nach EC 2 dargestellt. Als Scharparameter dient ein Wert α , der sich als Quotient von äquivalenter Biegezugfestigkeit und Betondruckfestigkeit errechnet. Ein ähnliches sich auf die Nachweisstruktur der DIN 1045 beziehendes Diagramm ist im DBV-Merkblatt „Tunnelbau“ [11] enthalten.

Zur Beurteilung der Tragwerkssicherheit kombiniert beanspruchter Querschnitte oder Bauteile kann nach Art und Korrelation der Momenten- und Normalkrafteinwirkung unterschieden werden in:

- stark oder vollständig korrelierte Einwirkungen: darunter fallen beispielsweise Druckglieder mit exzentrisch angreifenden Normalkräften. Über die Lastexzentrizität besteht eine vollständige Korrelation zwischen Normalkraft und Biegemoment.
- schwach oder nicht korrelierte Schnittgrößen m/n ergeben sich, wenn unterschiedliche Einwirkungsursachen vorhanden sind. Dies ist beispielsweise bei Wänden der Fall, die durch Normalkraft aus Eigengewicht und aufgehenden Bauteilen sowie durch Biegung aus Erd- oder Wasserdruck beansprucht werden.
- Als ein Sonderfall kann die Wirkung aus Vorspannung angesehen werden, insbesondere bei Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund. Während die Vorspannung im Gebrauchszustand wie eine äußere Belastung angesehen werden kann, ist bei Vorspannung ohne Verbund im Bruchzustand die Erhöhung der Normal- und Umlenkkräfte abhängig von der Systemreaktion. Dadurch ist eine gewisse Korrelation gegeben.

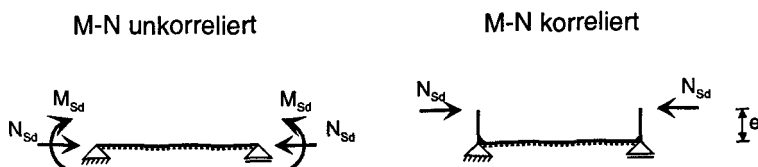


Bild 3.8: Korrelation der Schnittgrößen bei Balken unter Biegung und Normalkraft

Da sich die Praxis nicht auf diese einfachen Fälle beschränkt, ist die Abschätzung möglicher statistischer Korrelationen schwierig. Es ist daher sinnvoll, sich auf die Beurteilung des Zuverlässigkeitsniveaus der beiden Grenzsituationen „vollständige

Korrelation“ sowie „unkorrelierte Basisvariablen“ zu beschränken. In Bild 3.9 ist das Ergebnis der Sicherheitsanalysen an kombiniert durch Moment und Normalkraft beanspruchten Balken ohne Knickgefahr in Abhängigkeit der fiktiven Biegezugfestigkeit für diese beiden Grenzsituationen dargestellt. Für Einwirkung und Widerstand wurden dieselben Werte wie vor zugrunde gelegt.

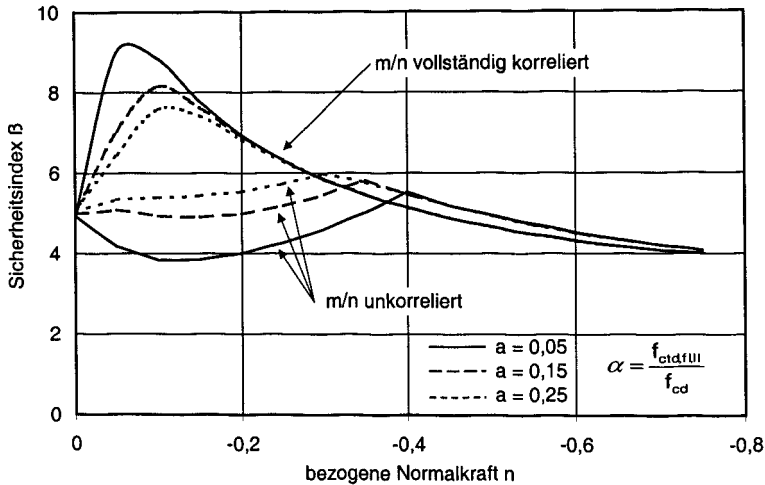


Bild 3.9: Sicherheitsniveau in Abhängigkeit von der m/n-Korrelation

Gravierende Unterschiede ergeben sich für bezogene Normalspannungen unter $n = -0,4$. Hier wirken sowohl die Stahlfasern als auch die Normalkraft verhältnismäßig stark traglaststeigernd. Unter dieser Beanspruchungskombination ergeben sich bei vollständig korrelierten Größen m/n erheblich höhere Sicherheiten. Dies liegt darin begründet, daß sich der Einfluß der Laststreuung auf das Sicherheitsniveau nur gering auswirkt. Der Einfluß ist um so geringer, je geringer die Interaktionskurve von einer Ursprungsgeraden abweicht, also je geringer die Tragfähigkeitserhöhung infolge Faserbewehrung ist. Demnach besitzen Querschnitte mit geringeren Fasergehalten hier ein rechnerisch höheres Sicherheitsniveau.

Bei unkorrelierten Schnittgrößen für Moment und Normalkraft ist dieser Effekt nicht vorhanden, statistische Streuungen der Beanspruchungen wirken sich voll auf die operative Sicherheit aus. Dabei bewirken geringe äquivalente Biegezugfestigkeiten eine größere Abhängigkeit der Beanspruchbarkeit von der wirkenden Normalkraft, was sich in niedrigeren Sicherheiten niederschlägt.

Für unkorrelierte Schnittgrößen wird mit einem Teilsicherheitsbeiwert auf die Faserwirkung von $\gamma_m = 1,5$ und Bemessung analog EC 2 das für Bauwerke der Kategorie 2 erforderliche Sicherheitsniveau von $\beta = 4,7$ nicht erreicht. Dagegen ist für korrelierte Schnittgrößen ein hohes Sicherheitsniveau vorhanden, das selbst dann ausreichend

ist, wenn nach DBV-Merkblatt "Tunnelbau" höhere Werte als die 5%-Faktilenwerte als charakteristische Größen angesetzt werden. Bei einer der Stützlinie angenäherten Tunnelschale kann von einem hohen Grad der Korrelation der Schnittgrößen m/n ausgegangen werden.

3.5.6 Sicherheitsniveau von kombiniert bewehrten Querschnitten unter Momentenbeanspruchung

Das zentrale Sicherheitsmaß als Abstand der Mittelwerte zwischen Einwirkung und Widerstand ist ein Maß für den möglichen Ausnutzungsgrad einer Baustoffeigenschaft im Rahmen der Bemessung. Je höher der Quotient von zentralem Sicherheitsmaß und Nennsicherheitsmaß bei gleicher operativer Zuverlässigkeit ausfällt, desto geringer kann ein Material ausgenutzt werden und desto unwirtschaftlicher wird die Konstruktionsweise. Bei ausschließlich stahlfaserbewehrten Querschnitten ist die Bauteilsicherheit erheblich von der stark streuenden Wirkung der Fasern beeinflusst. Daher läßt sich Stahlfaserbeton für sicherheitsrelevante Anwendungen aufgrund der relativ hohen Materialstreuungen nur gering ausnutzen.

Der Einfluß auf das Sicherheitsniveau bei Kombination einer einlagigen Betonstahlbewehrung und Stahlfasern im Querschnitt oder als lokal bewehrtes Faserbetonbauteil wird anhand der Biegetragfähigkeit eines kombiniert bewehrten Balkens untersucht.

Die Bemessung erfolgt wie vor in Anlehnung an EC 2 unter Berücksichtigung eines Materialsicherheitsbeiwerts für die Nachrißzugfestigkeit des Stahlfaserbetons von $\gamma_m = 1,5$. Das zugrunde gelegte probabilistische Modell umfaßt die in Tabelle 3-7 aufgeführten 8 vereinfachend als unkorreliert angenommenen Basisvariablen.

Tabelle 3-7: Zufallsgrößen und ihre charakteristischen Werte

Einwirkung	Widerstand			Geometrie			
Moment	Streckgrenze	Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit	Stahlquerschnitt	Dicke	Breite	Betondeckung
m [kNm]	f_y [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	$f_{ct,II}$ [N/mm ²]	a_s [cm ²]	h [cm]	b [cm]	c [cm]
errechnet	500	20	0...4	2;8;15;20	24	100	3,5

Durch die unterschiedlichen Bewehrungsgehalte ergeben sich für den Fall des reinen Stahlbetonquerschnitts unterschiedliche operative Sicherheitsniveaus von $5,6 < \beta < 6,0$. Der Grund hierfür liegt im Wechsel der im Traglastzustand maßgebenden Widerstandskomponente. Während bei niedrigen Bewehrungsgraden Stahlversagen maßgebend ist, ist es Betonversagen bei hohen Bewehrungsgraden. Über die Sensitivitätsfaktoren α läßt sich dieser Wechsel anhand von Bild 3.10 für $f_{ct,II} = 0$ zwischen den Bewehrungsgraden $\rho = 0,4\%$ und $\rho = 0,75\%$ feststellen. Diese Übergangszone weist aufgrund des Bemessungskonzepts des EC 2 ein geringfügig höheres Sicherheitsniveau auf.

Der Einfluß des Fasergehalts auf das Sicherheitsniveau ist in Bild 3.11 über die fiktive Biegezugfestigkeit aufgetragen. Danach ist ihr Einfluß bei Zugrundelegen des o.a. Sicherheitskonzepts für Betonstahlbewehrungsgrade von 0,4% und darüber minimal. Dagegen beeinflusst der Fasergehalt bei sehr geringen Bewehrungsgraden das Sicherheitsniveau maßgeblich.

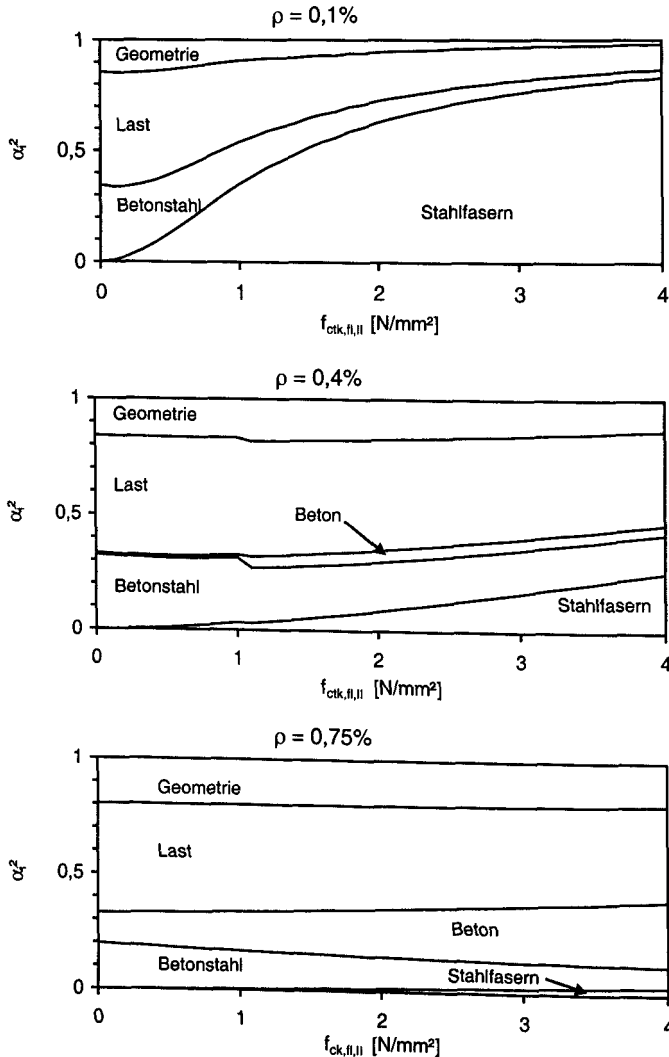


Bild 3.10: Einfluß der Basisvariablen (α^2 -Summenlinien)

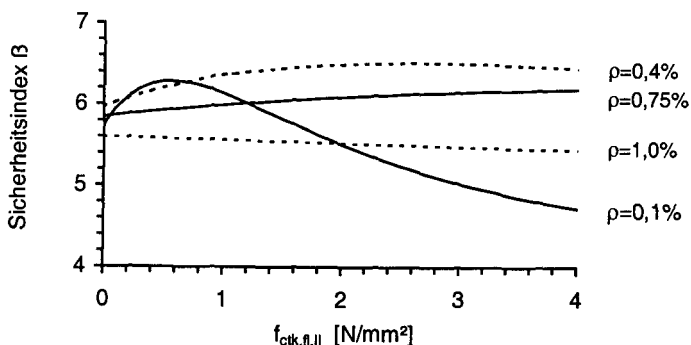


Bild 3.11: Sicherheitsniveau kombiniert bewehrter Biegebalken

Während bei höheren Bewehrungsgraden anhand der α_t -Werte (Bild 3.10) der Einfluß der Faserbewehrung auf die Sicherheit als gering einzustufen ist, hängt bei geringen Bewehrungsgraden die Tragfähigkeit und damit die Sicherheit in erheblichem Maße von den Eigenschaften des gerissenen Faserbetons ab. Darauf deuten α -Werte von über 50% für die Faserwirkung bei praxisüblichen Fasergehalten von ca. 40 kg/m³ hin.

3.5.7 Systembetrachtung kombiniert bewehrter Bauteile

Die vorstehenden Betrachtungen basieren auf einer querschnittsbezogenen Sicherheitsanalyse. Operative Sicherheiten sind nur bei direktem Zusammenhang zwischen Bauteil- und Querschnittsversagen auf das Bauteil übertragbar. In der Regel kann jedoch eine Struktur mehrere Versagensformen aufweisen. Bei statistischer Unabhängigkeit ist eine Implementierung in die Grenzzustandsfunktionen auch für Versagensmechanismen der Gesamtstruktur möglich. Dafür eignen sich insbesondere energetische Verfahren. An die Stelle der Kräftegleichung (3.12) der querschnittsbezogenen Betrachtung tritt eine Arbeitsgleichung:

$$g' \text{ (Geometrie, Widerstand, Last, Versagensmechanismus)} = W_i - W_a \quad (3.16)$$

In der Arbeitsgleichung (3.16) steht W_i für die innere oder Formänderungsenergie und W_a für die an der Struktur im Versagensmechanismus geleistete äußere Arbeit. Für die Berechnung eignet sich das Traglastverfahren.

Bei überwiegend auf Biegung beanspruchten Stahlfaserbetonbauteilen plastiziert der Querschnitt unmittelbar nach Überschreiten der Reißdehnung. Bei kombiniert bewehrten Querschnitten kann das Plastizieren für die Sicherheitsbetrachtung durch das Verhalten eines sonst identischen nicht faserbewehrten Querschnitt angenähert werden. Bei den im Rahmen dieser Arbeit untersuchten schlanken Plattenquerschnitten kann davon ausgegangen werden, daß ein Plastizieren bei ausreichender Rotationskapazität möglich ist.

3.5.8 Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept für Stahlfaserbeton

Die durchgeführten Zuverlässigkeitsanalysen zeigen bei konstanten Sicherheitsbeiwerten über den Sicherheitsindex β unterschiedliche Versagenswahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit vom jeweiligen System und der Einwirkungskombination.

Probabilistische Methoden bemessen auf ein vorgegebenes Maß an operativer Sicherheit, das sich durch einen konstanten Sicherheitsindex auszeichnet. Eine solche Vorgehensweise hat für jede Bemessungssituation unterschiedliche Teilsicherheiten der einzelnen Basisvariablen zur Folge. Neben der unübersichtlichen Handhabung widerstrebt dies dem ingenieurmäßigen Empfinden von „Sicherheit“.

Semiprobabilistische Sicherheitskonzepte orientieren sich an der probabilistischen Zuverlässigkeitsanalyse. Über konstante Teilsicherheitsbeiwerte gewährleisten sie ein vorgegebenes Mindestmaß an Zuverlässigkeit. Prinzipiell ist es möglich, Teilsicherheitsbeiwerte frei auf die unterschiedlichen Basisvariablen zu verteilen. Sinnvoll ist es jedoch, Sicherheitsbeiwerte dort anzusiedeln, wo große Einflüsse der entsprechenden Basisvariablen auf die Zuverlässigkeit vorhanden sind. Aus Tradition wird oftmals die Bauteilgeometrie hiervon ausgeklammert, obwohl sich bei dünnen Querschnitten die Schwankungen der Abmessungen durchaus auf das Sicherheitsniveau auswirken können.

Für die Zugtragfähigkeit von Stahlfaserbeton ergeben sich in Versuchen höhere Variationskoeffizienten als für die Tragfähigkeit von Beton auf Druck. Bezogen auf die Nachrißzugfestigkeit im gerissenen Querschnitt ist jedoch ein duktileres Verhalten im Bauteil im Bruchzustand zu erwarten als bei unbewehrtem druckbeanspruchten Beton. Dieses Verhalten kann durch einen abgeminderten Variationskoeffizienten berücksichtigt werden.

Für Stahldrahtfasern wird für plattenartige Bauteile vorgeschlagen, einen Variationskoeffizient von $V_f = 0,20$ anzusetzen, auch wenn Nebenkörperversuche größere Werte ergeben haben. Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Sicherheitsanalysen wird dieser Wert zugrunde gelegt.

Für ausschließlich zug- oder biegebeanspruchte Querschnitte kann unter Verwendung eines Teilsicherheitsbeiwerts auf die Faserwirkung von $\gamma_m = 1,5$ bei Bemessung in Anlehnung an EC 2 ausreichende Zuverlässigkeit nachgewiesen werden. Sie liegt jedoch unter der vergleichbarer Stahlbetonkonstruktionen.

Bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung und Normalkraft sind bei geringen Fasergehalten und unkorrelierten Schnittgrößen M/N teilweise höhere Teilsicherheitsbeiwerte erforderlich. Die Kombination von Stahlfasern und Bewehrung wirkt sich positiv auf die Gesamtsicherheit aus.

3.5.9 Alternatives Sicherheitskonzept für redundante Tragsysteme

Die auf probabilistischer Basis ermittelten Teilsicherheitsbeiwerte γ_t für die sicherheitsorientierte Bemessung von Stahlfaserbeton werden von der Praxis oft als zu hoch empfunden.

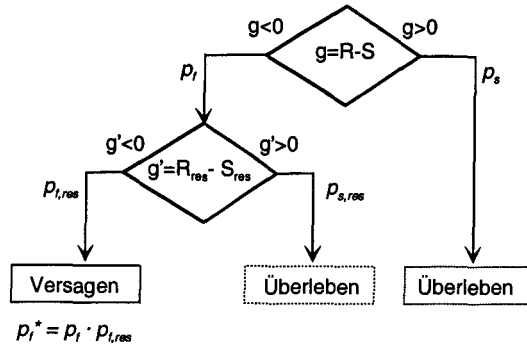


Bild 3.12: Bedingte Wahrscheinlichkeiten bei redundanten Tragsystemen

Neuere Bestrebungen gehen in die Richtung, rechnerische Sicherheitsbeiwerte für Stahlfaserbeton geringer anzusetzen und gleichzeitig an einem redundanten Tragsystem die Resttragfähigkeit ohne Ansatz der Faserwirkung nachzuweisen. In der Praxis wird von einer „Faserausfallbetrachtung“ gesprochen.

In Bild 3.12 ist der Wahrscheinlichkeitsbaum eines redundanten Tragsystems dargestellt. Hiernach wird mit p_t die Versagenswahrscheinlichkeit des Haupttragsystems und mit $p_{t,res}$ die Versagenswahrscheinlichkeit des Resttragsystems (Residuensystems) bezeichnet. Beide Wahrscheinlichkeiten ergeben sich aus den Auswertungen der jeweiligen Grenzzustandsgleichungen g und g_{res} .

Bei stochastischer Unabhängigkeit von $p_t = p \{ g \mid g < 0 \}$ und $p_{t,res} = p \{ g' \mid g' < 0 \}$ ermittelt sich die maßgebende Versagenswahrscheinlichkeit p_t^* als Produkt der Einzelwahrscheinlichkeiten. Für den Fall, daß die beiden Grenzzustandsfunktionen stochastisch unabhängig sind, kann von Systemredundanz gesprochen werden. Eine stochastische Unabhängigkeit von zwei Grenzzustandsbedingungen g und g_{res} existiert jedoch nur bei wenigen Sonderfällen.

Für Stahlfaserbetonbauteile unter M/N-Beanspruchung können zwei Grenzzustandsfunktionen formuliert werden, wenn die resultierende Normalkraft bei geringer Exzentrizität $e < d/2$ durch den Beton eines Restquerschnitts bei klaffender Fuge aufgenommen werden kann. Die Funktion $g = R - S$ beschreibe den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit und die Funktion $g' = R_{res} - S$ den Grenzzustand der Normalkrafttragfähigkeit des Restquerschnitts.

Wenn p_f maßgeblich von der Faserwirkung beeinflusst wird ($\alpha_f \approx 1$) und $p_{f, \text{res}}$ maßgeblich von der Betondruckfestigkeit ($\alpha_c \approx 1$), dann können die Ereignisse ($g < 0$) und ($g' < 0$) näherungsweise als stochastisch unabhängig angesehen werden. Die Gesamtversagenswahrscheinlichkeit kann durch das Produkt der Einzelwahrscheinlichkeiten abgeschätzt werden.

Bei kombiniert bewehrten Querschnitten oder bei örtlich zusätzlich bewehrten Stahlfaserbetonbauteilen lassen sich i.d.R. keine stochastisch unabhängigen Grenzzustandsfunktionen formulieren, die das tatsächliche Tragverhalten näherungsweise beschreiben. Im Sinne der Stochastik kann dann nicht von vollständiger Redundanz der Tragmechanismen gesprochen werden. Hier ist eine durchgängig probabilistische Berechnung in jedem Fall der Ermittlung der bedingten Wahrscheinlichkeiten der Resttragfähigkeit vorzuziehen.

3.6 Zusammenfassung

Nach einer Übersicht über die Sicherheitstheorie der Tragwerke und einer Erläuterung ihrer Methoden wird ein stochastisches Modell für die zuverlässigkeitsorientierte Berechnung von Stahlfaserbeton für zug- und biegebeanspruchte Bauteile vorgestellt.

Mit diesem Modell läßt sich unter Verwendung eines Iterationsverfahrens das Zuverlässigkeitsniveau von Stahlfaserbetonbauteilen mit und ohne zusätzlicher Bewehrung ermitteln. In der probabilistischen Betrachtung wird das erreichbare Sicherheitsniveau von Stahlfaserbeton mit Stahlbeton vergleichen. Teilsicherheitsbeiwerte γ_f für die Bemessung von Stahlfaserbeton in Anlehnung an EC 2 werden vorgeschlagen.

Die rein probabilistische Betrachtung führt zu hohen Teilsicherheitsbeiwerten, die in der Praxis teilweise auf Ablehnung stoßen. Dort wird ein Nachweiskonzept verfolgt, das verminderte Sicherheiten bei Ansatz einer „Stahlfaserausfallbetrachtung“ zuläßt. Oftmals wird der Begriff „redundantes Tragsystem“ in diesem Zusammenhang verwendet. Redundanz liegt jedoch nur dann vor, wenn zwei stochastisch unabhängige Grenzzustandbedingungen formuliert werden können. Eine Bewertung dieses Nachweiskonzepts in stochastischer Hinsicht zeigt, daß eine solche Vorgehensweise nur für wenige Systeme zulässig ist und daß in der Regel ausreichende Zuverlässigkeit nur über entsprechend hohe Teilsicherheitsfaktoren erreichbar ist.

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Motivation und Ziel

Schwerpunkt der Arbeit ist, sicherheitsorientierte Bemessungsansätze für Stahlfaserbetonbauteile abzuleiten. Die in der Literatur und insbesondere in den Anwendungsrichtlinien für Stahlfaserbeton enthaltenen charakteristischen Rechengrößen sind für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur begrenzt anwendbar. Neben einer klaren Definition des Bruchzustands ist es erforderlich, entsprechend darauf aufbauende mechanische und statistische Modelle im Experiment zu verifizieren und die Tragfähigkeiten des Stahlfaserbetons zu quantifizieren. Die Übertragbarkeit des Tragverhaltens vom Prüfkörper im Labormaßstab auf das Strukturverhalten des Bauwerks soll anhand von Versuchen an punktförmig gestützten Platten unterschiedlicher Bewehrungskonzepte nachgewiesen werden.

Zur Versuchsdurchführung wurden zum Großteil Betone mit 40 kg/m^3 Stahldrahtfasern verwendet. Diese Stahlfaserzugabe wirkt sich auf das Tragverhalten druckbeanspruchter Bauteile nicht nennenswert aus. Deshalb konzentriert sich die Wahl der Versuche auf die Bestimmung stahlfasertypischer Materialeigenschaften des zugbeanspruchten Querschnitts hinsichtlich ihrer statischen Wirkung.

Die Untersuchungen konzentrieren sich auf das Biegetragverhalten von Bauteilen aus Stahlfaserbeton, kombiniert mit Betonstahl bewehrtem sowie vorgespanntem Stahlfaserbeton.

4.2 Materialversuche im Labormaßstab

4.2.1 Einachsiale Zugversuche

Die Kenntnis über das einachsiale Materialverhalten ist Voraussetzung für die Beschreibung des allgemeinen Strukturverhaltens. Zugversuche an Stahlfaserbetonproben sind jedoch nicht unproblematisch in ihrer Durchführung.

Um die Zugfestigkeit und die Phase der unmittelbaren Reißentstehung und Reißweite möglichst fehlerfrei zu erfassen, sind der Vermeidung von Kerbwirkungen und hygisch bedingter Eigenspannungszustände besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Ferner sind die Auswirkungen einer Faserorientierung bei geschalteten kleinformatigen Körpern zu berücksichtigen.

Die für die Ermittlung bruchmechanischer Größen bei Beton verwendeten Zylinder mit auf das Größtkorn abgestimmtem Durchmesser von üblicherweise 8 cm sind daher für die Erfassung des Tragverhaltens von Stahlfaserbeton nach Reißformation

weniger geeignet. Schütte untersuchte deshalb das Tragverhalten statt an geschalteten Zylindern an Bohrkernen dieses Durchmessers, um den Einfluß der Faserorientierung zu vermeiden [62].

Die Untersuchungen des Zugtragverhaltens werden an geschalteten zylindrischen Prüfkörpern mit 15 cm Durchmesser und 30 cm Länge durchgeführt. Auch wenn bruchmechanische Prozesse aufgrund der Probengröße damit vergleichsweise weniger exakt erfaßt werden können, erscheinen die Zylinder für die Abbildung des einachsialen Nachrißverhalten von Stahlfaserbeton geeignet.

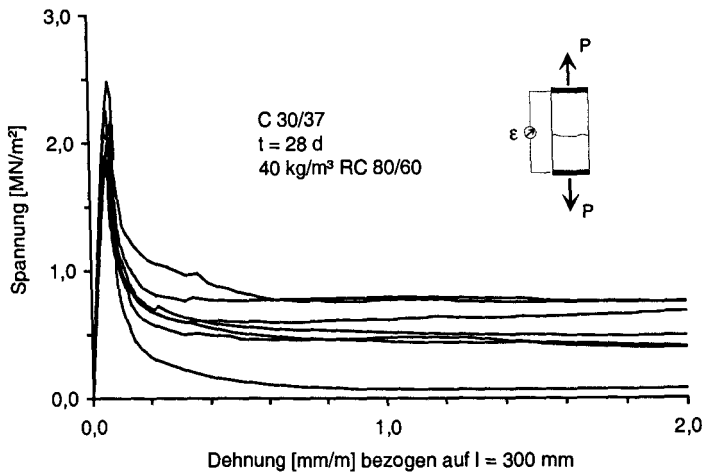


Bild 4.1: Ergebnisse direkter Zugprüfungen

In Bild 4.1 sind für die Zugproben aus C 30/37 mit 40 kg/m³ Stahldrahtfasern ($l/d = 60/0,75$ mm) Spannungs-Verformungskurven dargestellt. Bei Abzug der jeweiligen elastischen Verformung läßt sich die Kraft-Rißöffnungskurve ermitteln. Obwohl alle Proben aus einer Mischung hergestellt wurden, weisen die gemessenen Nachrißzugfestigkeiten in Abhängigkeit der Faseranzahl in der Rißebene erhebliche Streuungen auf.

Ganz offensichtlich existiert ein Zusammenhang zwischen der Anzahl und Orientierung der die Rißfläche kreuzenden Fasern und der im gerissenen Zustand gemessenen Kraft. Aufgrund der zu geringen Anzahl durchgeführter direkter Zugversuche ist jedoch eine Auswertung hinsichtlich eventueller Korrelation dieser Parameter nicht genügend aussagekräftig.

Aus diesem Grund und nicht zuletzt wegen der aufwendigen Probenvorbereitung konnte sich der einachsiale Zugversuch in der Praxis nicht durchsetzen.

4.2.2 Biegezugversuche an Stahlfaserbetonbalken

Im Gegensatz zum Zugversuch liefert der Biegezugversuch nur indirekte Festigkeitswerte. Eine Umrechnung auf das einachsiale Materialverhalten muß sowohl geometrische als auch bruchmechanische Einflußfaktoren berücksichtigen. So ermittelte Größen sind nicht zuletzt mit Fehlern aus Modellungenauigkeiten behaftet. Einzelheiten wurden anhand des internationalen Normenwerks in Kapitel 2.8.3 vergleichend dargestellt.

Die im folgenden dargestellten und als Grundlage für die weitere Auswertung dienenden Daten stammen in der Mehrzahl aus nach dem DBV-Merkblatt für Industrieböden [12] durchgeführten Biegezugversuchen. Die Versuche werden an Balken mit den Abmessungen $l/b/h = 70/15/15$ (cm) durchgeführt. Der Versuchsaufbau entspricht DIN 1048 [16]. Die Biegebalken werden unter 4-Punkt-Last in den Drittelpunkten weggesteuert geprüft. Als Ergebnis steht eine Last-Verformungskurve zur weiteren Auswertung zur Verfügung.

Da es sich bei den Probekörpern nach DIN 1048 um Balken ohne örtliche Querschnittsschwächung handelt, ist die Stelle des sich bildenden Risses nicht vorhersehbar. Für die Ermittlung der Biegezugfestigkeit hat dies keine große Auswirkung, da in der Zone zwischen den beiden Einzellasten das Moment infolge Prüflast konstant ist.

4.2.3 Statistische Auswertung von Biegezugversuchen

Anhand der durchgeführten Serien von Biegezugversuchen soll nachfolgend geprüft werden, inwieweit einzelne Materialparameter aussagekräftig sind und für die Beschreibung des Tragwerksverhaltens und die Verwendung in einem sicherheitsorientierten Bemessungskonzept verwandt werden können. Besonderes Augenmerk ist auf die Definition des rechnerischen Bruchzustands bei Stahlfaserbeton zu richten.

Zur Bestimmung der statistischen Parameter wurde auf eine Probenserie zurückgegriffen, die Betongüten von B 25 bis B 35 umfaßt. Von 71 Biegezugversuchen an 28 Tage alten Balken mit jeweils 40 kg/m^3 DRAMIX-Stahldrahtfasern RC 80/60 BN ($l/d = 60/0,75 \text{ mm}$) wurden Last-Durchbiegungskurven ausgewertet. Das Ergebnis ist in Bild 4.2 dargestellt. Die gemessene Last ist auf eine fiktive, auf das jeweilige elastische Widerstandsmoment bezogene Biegespannung umgerechnet worden. Neben den Meßdaten sind der mittlere Wert sowie die 5%- und 95% Quantile eingetragen.

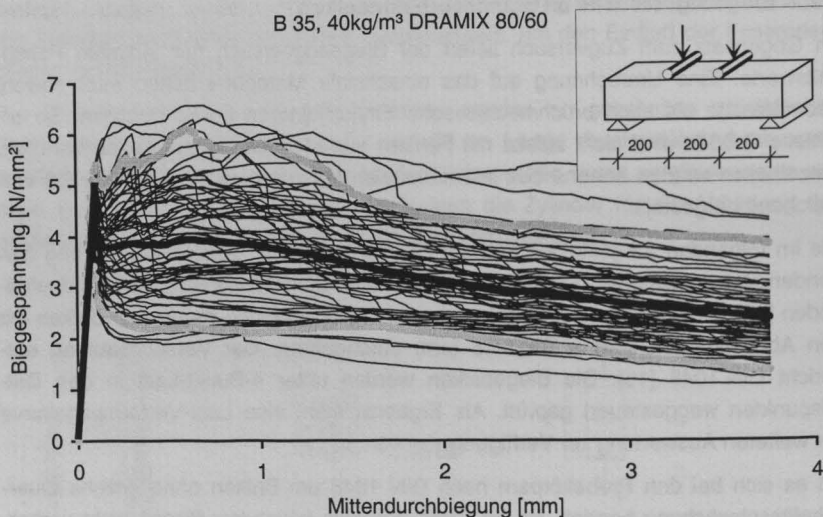


Bild 4.2: Spannungs-Mitteldurchbiegungs-Kurven von 71 Biegezugversuchen

Die Gesamtübersicht zeigt eine für endverankerte Drahtfasern typische Kurvenform (vgl. Bild 2.17). Bis zu einer Mitteldurchbiegung von 2 mm ist sie gekennzeichnet durch starke Sprünge und große Streuungen, die durch die mit der Rißbildung einhergehenden Bruchprozesse bedingt sind. Mit darüber hinausgehenden Verformungen verstetigen sich die Kurven und die Streuungen der ermittelten Spannungen nehmen ab.

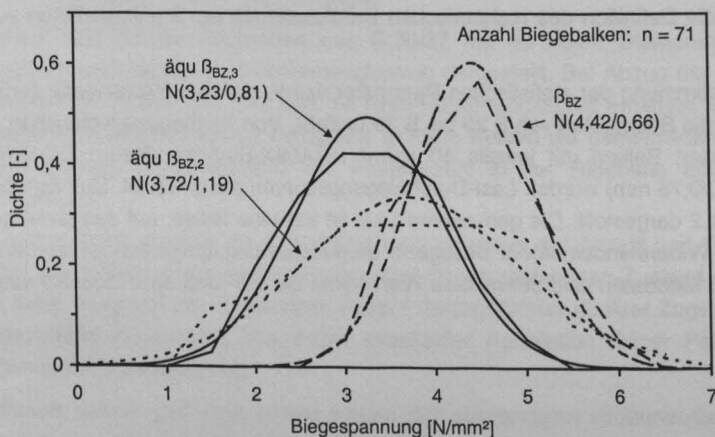


Bild 4.3: Dichtefunktionen charakteristischer Größen nach DBV-Merkblatt [11]

Die Auswertung der charakteristischen Festigkeitsgrößen im gerissenen Zustand nach DBV-Merkblatt [11] erfolgt über die Integration der Spannungs-Durchbiegungskurve. Dazu wird ein ungewichtetes Mittel über den jeweils zugrunde liegenden Bereich der Mittenverformungen von 0,65 mm für den Wert $\hat{\alpha}_{\beta_{BZ,2}}$ sowie von 3,15 mm $\approx l/200$ für den Wert $\hat{\alpha}_{\beta_{BZ,3}}$, jeweils gemessen ab der zur Biegezugfestigkeit zugehörigen Verformung, herangezogen.

Die Dichtefunktionen der charakteristischen Werte nach DBV-Merkblatt sind in Bild 4.3 als Histogrammkurven im Vergleich mit den daraus ermittelten Normalverteilungen dargestellt. Die Standard-Normalverteilung bildet sowohl optisch als auch mittels χ^2 -Anpassungstest für ein Signifikanzniveau von $\alpha = 0,05$ die jeweiligen Eigenschaftsgrößen hinreichend genau ab. Für die statistische Auswertung einer begrenzten Stichprobe ist daher die Student-Verteilung, wie im DBV-Merkblatt vorgesehen, ebenfalls anwendbar.

Während die Biegezugfestigkeit β_{BZ} mit einem Variationskoeffizienten von $V_{BZ} = 0,15$ gemäß der in der Literatur [69] dokumentierten Werte für die Betondruckfestigkeit von $V = 0,10$ vergleichbar ist, überschreitet der Variationskoeffizient der äquivalenten Biegezugfestigkeit $\hat{\alpha}_{\beta_{BZ,3}}$ diesen Wert mit $V_{BZ,3} = 0,25$ erheblich. Derjenige von $\hat{\alpha}_{\beta_{BZ,2}}$ liegt mit $V_{BZ,2} = 0,32$ bei einem Niveau, das eine Bemessung auf diese Größe nicht mehr sicher gewährleisten kann, beim Bezug auf 5%-Fraktilen-Werte liegen diese noch unterhalb derer von $\hat{\alpha}_{\beta_{BZ,3}}$.

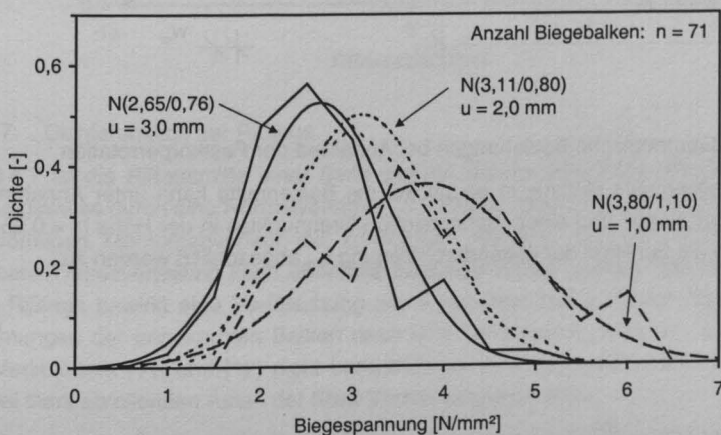


Bild 4.4: Dichtefunktionen der auf diskrete Durchbiegungen bezogenen Festigkeiten

Bei punktueller Ermittlung der Festigkeitswerte zu diskreten Mittendurchbiegungen oder Rißbreiten ergibt sich ein konstanterer, verglichen mit $V_{BZ,2}$ nach DBV-Merkblatt

geringerer Variationskoeffizient. Er liegt bei den in Bild 4.4 dargestellten Verteilungen für Durchbiegungen u von 1, 2 und 3 mm zwischen $V = 0,26$ und $V = 0,29$.

Die äquivalente Biegezugfestigkeit $\bar{\sigma}_{BZ,3}$ korreliert gut mit der fiktiven Biegespannung bei 2,0 mm Mittendurchbiegung. Dieser Durchbiegung liegt eine ungefähre Rißöffnung von 2 mm zugrunde. Bei einer Rißbreite dieser Größenordnung kann der rechnerische Bruchzustand definiert werden. Beim Stahlbetonbau sind im rechnerischen Bruchzustand ähnliche Rißbreiten zu erwarten. Wird für Stahlfaserbetonbauteile dies einer Grenzbetrachtung der Tragfähigkeit zugrunde gelegt, so kann sowohl der Wert $\bar{\sigma}_{BZ,3}$ als auch die Biegespannung bei 2,0 mm Durchbiegung als maßgebende Bauteilwiderstandsgröße angesehen werden.

4.2.4 Berücksichtigung der Rißlage

Die Lage des Risses im ungekerbten Balken bei der Biegezugprüfung wirkt sich auf die Zusammenhänge zwischen der Kraft-Verformungs-Beziehung und Rißbreite aus. Bei Rißbreiten größer als 0,2 mm kann die Rißbreite näherungsweise als geometrische Funktion des plastischen Drehwinkels angesehen werden.

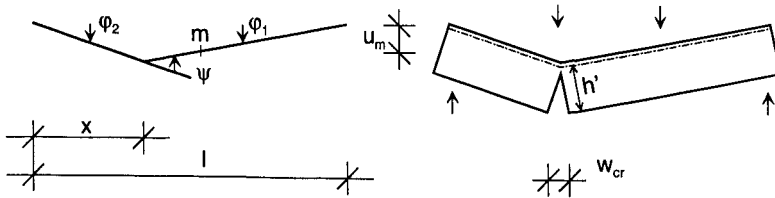


Bild 4.5: Geometrische Beziehungen bei Annahme der Festkörperrotation

Für die allgemeine Rißlage in bezug auf die Balkenmitte kann unter Annahme der Festkörperrotation und eines rechnerischen Drehpunktes in der Höhe $h' = 0,95 h$ die Rißbreite als Funktion der Mittendurchbiegung u_m abgeschätzt werden zu

$$\psi = \frac{2 \cdot u_m}{l/2 - x} \quad (4.1)$$

$$w_{cr} = \psi \cdot h' = \kappa' \cdot u_m \cdot \frac{h'}{h} \quad (4.2)$$

Nach Auswertung des in den Formeln (4.1) und (4.2) dargestellten Einflusses der Rißlage auf das Verhältnis von Rißbreite und Durchbiegung kann in Abhängigkeit der Rißausmitte $e = l/2 - x$ ein Proportionalitätsfaktor κ' abgeleitet werden.

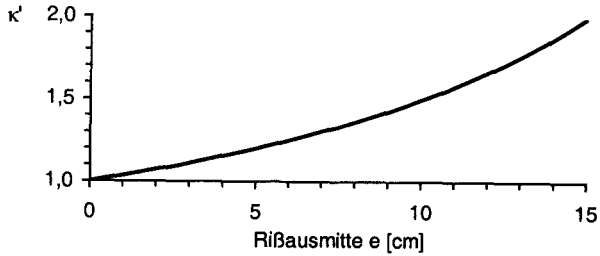


Bild 4.6: Proportionalitätsfaktor κ'

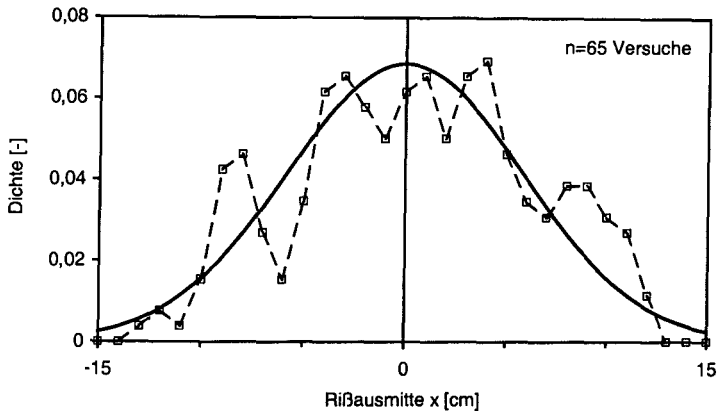


Bild 4.7: Dichtefunktion der Rißlage

In Bild 4.7 ist die Rißausmitte einer Serie aus 65 Balken dargestellt. Sie läßt sich näherungsweise durch eine Normalverteilung darstellen. Eine mechanisch durch den trapezförmigen Momentenverlauf mit konstantem Bereich zwischen ± 10 cm begründbare Trapezverteilung kann ebenfalls zugrunde gelegt werden. Die zufallsbedingte Rißlage bewirkt eine Verfälschung der Ergebnisse bei größeren plastischen Verformungen der ungekerbten Balken nach DIN 1048, wenn diese wie nach den DBV-Merkblättern [11] und [12] nicht berücksichtigt wird. Dies wirkt sich insbesondere bei stark abfallenden Ästen der Kraft-Verformungsline aus.

Bei der genannten Serie wurde über die manuell gemessenen Rißbreiten zu vorgegebenen Mittenverformungen unter Berücksichtigung der oben vereinfachend angenommenen Festkörperkinetik nach Gleichung (4.2) die Höhenlage des rechnerischen Drehpunkts ermittelt. Dieser stimmt mit der Lage der Spannungs-Nullinie überein.

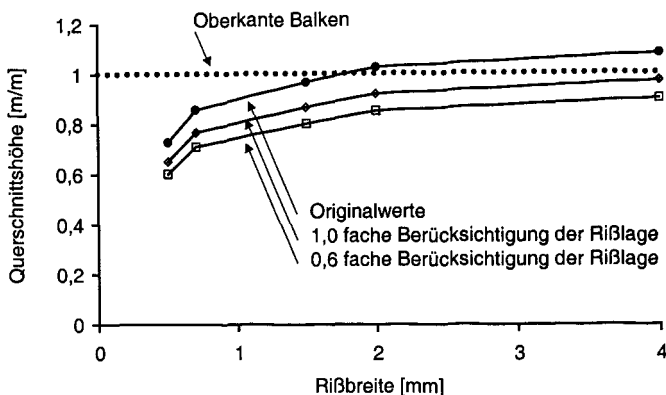


Bild 4.8: Mittlere rechnerische Lage der Spannungs-Nulllinie

Wird zur Ermittlung der Höhe der Nulllinie die horizontale Ausmitte des Risses nicht berücksichtigt, dann fällt die rechnerische Nulllinie bei Rißbreiten von $w_{cr} \geq 2$ mm außerhalb des Querschnitts, was nicht sein kann, da eine Druckzone vorhanden sein muß. Die Berücksichtigung der Rißlage führt nicht nur zu einer besseren Korrelation zwischen gemessener Mittenverformung und Rißbreite, auch die Höhenlagen der Nulllinien erscheinen realistischer. Die numerische Optimierung hinsichtlich größtmöglicher Korrelation ergibt sich bei 60%-iger Berücksichtigung der Rißausmitte. Die zugehörige Mittelwertkurve ist ebenfalls in Bild 4.8 dargestellt. Sie erscheint auch hinsichtlich des mechanischen Verhaltens schlüssig.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß sich durch die Berücksichtigung der Rißlage für die Ermittlung der Festigkeitskenngrößen deren sonst als zufällig eingestufte Streuung verringern läßt. Die Fehler, die sich aus der bisher unberücksichtigten Rißlage ergeben, sind u.a. die Ursache der Forderung nach Balkenversuchen mit eingepprägter Kerbe, wie sie in der Regel zur Ermittlung der Bruchenergie verwandt werden.

4.2.5 Biegezugversuche an kombiniert bewehrten Balken

Mit der Definition des rechnerischen Bruchzustands über die Grenzzißbreite mit zugehöriger fiktiver Biegezugfestigkeit $f_{ct,II,II}$ ist die statische Anrechnung von Zugspannungen im Stahlfaserbeton im Grenzzustand der Tragfähigkeit möglich. Im Versuch soll die Zulässigkeit einer Berücksichtigung der Faserwirkung für den Nachweis der Biegetragfähigkeit in mit Betonstahl kombiniert bewehrten Querschnitten nachgewiesen werden.

In Anlehnung an die DBV-Merkblätter für Stahlfaserbeton wird an Balken der Abmessungen $l/b/d = 70/15/15$ (cm) unter Vierpunktlast das Biegetragverhalten untersucht. Getestet werden drei unterschiedliche Bewehrungskonzepte:

- Ausschließlich mit 40 kg/m³ Drahtfasern (DRAMIX 80/60) bewehrte Balken ($\rho = 0,51\%$)
- Balken mit Betonstahlbewehrung von 1 Ø 6 mm ($\rho_l = 0,13\%$) sowie
- kombiniert bewehrte Körper.

Die Zugfestigkeit des eingesetzten Betonstahls BSt 500 KR wurde in Zugversuchen zu $f_{tm} = 650 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Die Untersuchung gliedert sich in statisch weggeregelte sowie zyklische Prüfungen.

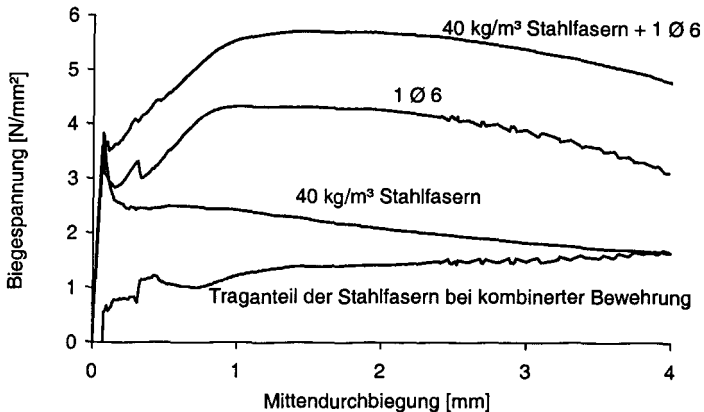


Bild 4.9: Statische Lastversuche an kombiniert bewehrten Biegebalken

In Bild 4.9 sind vergleichend die auf eine fiktive Biegespannung umgerechneten Kräfte über die Durchbiegung dargestellt. Bei den rechnerisch nicht mindestbewehrten Stahlbetonbalken ist nach Überschreiten der Biegezugfestigkeit ein Lastabfall zu beobachten. Der Wiederanstieg der Kraft bei zunehmender Verformung ist nahezu affin zur Arbeitslinie des Betonstahls.

Die kombiniert bewehrten Balken weisen eine ähnliche Form der Last-Verformungskurve auf. Das Fließplateau wird jedoch hier erst bei größerer Durchbiegung erreicht. Durch die Wirkung der Stahlfasern im aktiven Riß treten größere Verformungsanteile in den vorhandenen nicht aktiven Rissen auf.

Die ausschließlich faserbewehrten Balken der untersuchten Serie weisen eine stetig schwach abfallende Pressenkraft bei zugehöriger Dehnungssteigerung auf. Die Nachrißzugfestigkeiten der untersuchten Serie liegen unter dem Mittelwert der in Bild 4.2 dargestellten Serie.

Der Einfluß der Stahlfaserzugabe der kombiniert bewerten Balken läßt sich durch Differenzbildung der entsprechenden Kurven ermitteln. Aufgrund des geringen Gesamtbewehrungsgrades können Einflüsse der Druckzone näherungsweise vernach-

lässigt werden. Es fällt auf, daß der Effekt der zusätzlichen Faserbewehrung mit zunehmender Verformung ansteigt, jedoch erst im Nachverfestigungsbereich des Betonstahls die Größe der ausschließlich faserbewehrten Balken erreicht. Dieser Effekt ist nicht typisch für eine bestimmte Faserart. Er kann auch bei Faserarten mit geringerer zugehöriger Nachrißzugfestigkeit beobachtet werden.

Bei dem gewählten kleinen Bewehrungsdurchmesser von $d_s = 6$ mm ergibt sich aufgrund der kurzen Verbundlänge eine geringe freie Dehnlänge. Daher wird die Fließgrenze des Betonstahls bereits bei Rißbreiten von unter 1 mm erreicht. Bei diesen Rißbreiten beträgt die gemessene laststeigernde Wirkung der Stahlfasern weniger als die Hälfte der am ausschließlich faserbewehrten Balken ermittelten Werte. Eine Berücksichtigung der im Biegezugversuch am nur stahlfaserbewehrten Balken ermittelten Traganteile kann daher nicht ohne eine entsprechende Abminderung erfolgen.

Die Versuche zeigen, daß mit der additiven Berücksichtigung der über äquivalente Biegezugfestigkeiten ermittelten Festigkeitsparameter für Stahlfaserbeton bei kombiniert bewehrten Querschnitten, wie sie beispielsweise die DRAMIX Guideline [19] vorsieht, die Tragfähigkeit erheblich überschätzt werden kann.

Im Rahmen der zyklischen Versuche werden unmittelbar nach Überschreiten der Erstrißdehnung wegeregelt Be- und Entlastungszyklen durchgeführt.

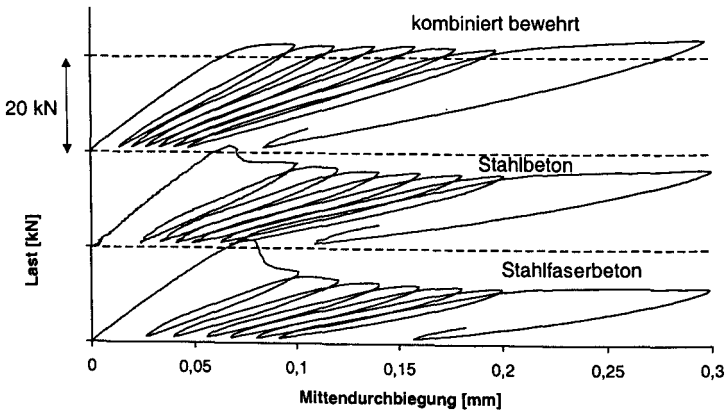


Bild 4.10: Bruchvorgänge bei unterschiedlichen Bewehrungskonzepten

Die bruchmechanischen Effekte, die durch die zyklische Be- und Entlastung nach Überschreiten der Rißdehnung nachgewiesen werden können, treten jeweils in gleicher Weise auf. Diese Tatsache belegt die Annahme der Beschreibung der Wirkung der Stahlfasern im Sinne einer Bewehrung auch bei kleinen Rißbreiten. In Bild 4.11 sind die auf den ersten Entlastungszyklus des Stahlbetonbalkens bezogenen Steifigkeiten der ersten 6 Zyklen dargestellt.

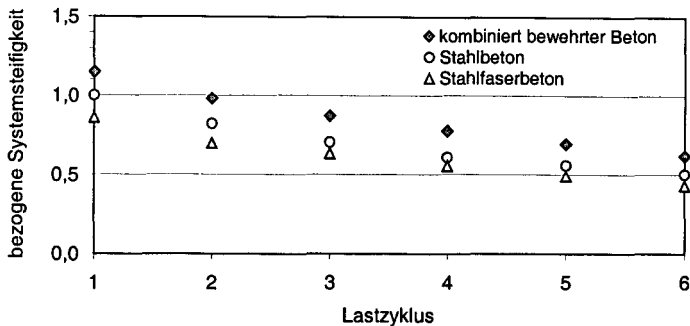


Bild 4.11: Vergleich der Systemsteifigkeiten bei den Entlastungszyklen

Der Vergleich zeigt einen affinen Verlauf der Kurven bei allen drei Bewehrungskonzepten. Der Einfluß aus 40 kg/m³ ($\rho = 0,51\%$) Stahlfaserbewehrung auf die Steifigkeiten ist geringer als der infolge der volumenmäßig geringeren Betonstahlbewehrung ($\rho = 0,13\%$). Bei kombiniert bewehrten Querschnitten werden unterproportional höhere Steifigkeiten festgestellt.

Die Versuche belegen, daß die Wirkung der Stahlfaserbewehrung bei kombiniert bewehrten Querschnitten die Tragfähigkeit gegenüber Stahlbeton ohne Faserzugabe erhöht. Ebenfalls können positive Einflüsse bei geringen Rißbreiten auf die Steifigkeit und die Tragfähigkeit festgestellt werden. Die Einflüsse der Stahlfaserbewehrung auf das Trag- und Verformungsverhalten unmittelbar nach Rißbildung sind mit denen der Betonstahlbewehrung vergleichbar. Die Addition der an Biegebalken aus Stahlfaserbeton sowie aus Stahlbeton ermittelten Teiltragfähigkeiten führt zu einer Überschätzung der tatsächlichen Gesamttragfähigkeit kombiniert bewehrter Querschnitte.

4.2.6 Schwellastversuche an Biegebalken

An Stahlfaserbetonbalken und kombiniert bewehrten Balken werden neben den zuvor beschriebenen statischen und zyklischen Versuchen Schwellastversuche durchgeführt. Die Versuche sollen zur Abschätzung eines Abminderungsfaktors α_t für Langzeitbeanspruchung des gerissenen Stahlfaserbetons auf Zug dienen.

Nach weggeregelter Belastung bis auf eine Mittendurchbiegung von 2 mm werden jeweils 100 000 Lastzyklen gefahren, wobei die Oberlast der jeweiligen Gebrauchslast aus der Bemessung entspricht. Anschließend wird der Versuchskörper weggeregelt weiterbelastet. In Bild 4.12 ist ein typischer Verlauf der Last-Verformungskurve eines Stahlfaserbetonbalkens aufgetragen, in Bild 4.13 zum Vergleich der eines kombiniert bewehrten Balkens.

Faserbeton mit 40 kg/m³ DRAMIX 80/60

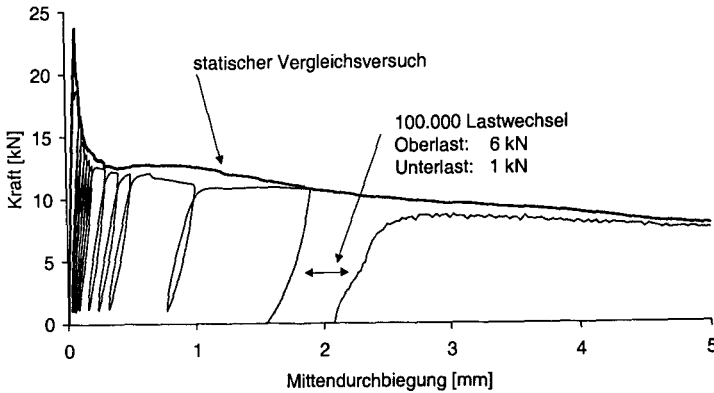


Bild 4.12: Schwellastversuch an einem Stahlfaserbetonbalken

bewehrter Faserbeton mit 40 kg/m³ DRAMIX 80/60 und 1 Ø 6 mm

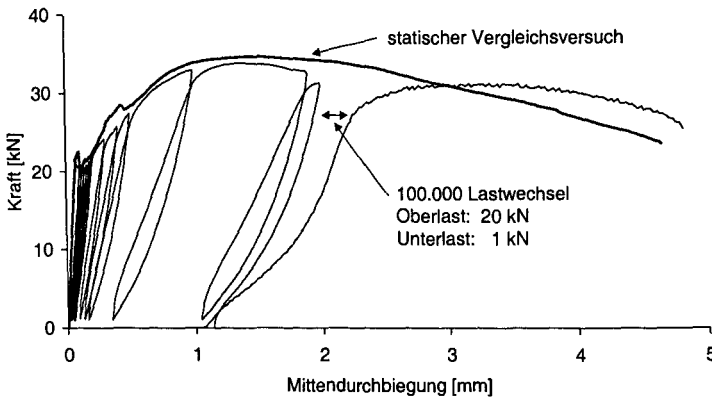


Bild 4.13: Schwellastversuch an einem kombiniert bewehrten Balken

Es ist zu erkennen, daß die noch erreichbare Kraft nach der Schwellbelastung bei dem Stahlfaserbetonbalken um ca. 30% gegenüber der Last unmittelbar vor Schwellbeanspruchung abfällt, während beim kombiniert bewehrten Balken ein Abfall von nur ca. 10% zu verzeichnen ist. Gegenüber der im statischen Versuch ermittelten Kurve sind die Abfälle geringer.

Mit Schwellastversuchen können die Effekte einer statischen Dauerbeanspruchung näherungsweise abgeschätzt werden. Die durchgeführten Versuche können als Bestätigung angesehen werden, daß auf Zug beanspruchter Stahlfaserbeton im

Vergleich zur Kurzzeitbeanspruchung unter Dauerlast geringere Tragfähigkeiten ausweist. Ausgehend vom derzeitigen Kenntnisstand wird empfohlen, einen Abminderungsfaktor von $\alpha_k = 0,8$ ähnlich dem Beiwert für druckbeanspruchten Beton einzuführen.

4.3 Hauptversuche im Bauteilmaßstab

4.3.1 Allgemeines

Ein bislang verhältnismäßig häufig untersuchtes Themengebiet für die statische Anwendung von Stahlfaserbeton umfaßt elastisch gebettete Platten. Infolge der Interaktion Boden-Bodenplatte sind nach Ribildung in der Platte auch bei unterkritischen Fasergehalten weitere Traglaststeigerungen festzustellen. Die meisten Untersuchungen beschränken sich jedoch auf die Bruchmechanismen und den Einfluß der Faserwirkung in den gerissenen Zonen. Eine Zusammenstellung ist u.a. in [34] enthalten. In der Mehrzahl der Arbeiten zum Thema Stahlfaserbeton wird jedoch kein rechnerischer Bruchzustand definiert. Sicherheiten wurden bei gebetteten Platten in der Regel auf das Systemverhalten abgestimmt und in globalen Abminderungsfaktoren ausgedrückt. Eine Aufspaltung in Einzeltragwirkungen ist mangels praktischer Notwendigkeit bislang nicht erfolgt [34].

Durch die in dieser Arbeit definierten Grenzzustände der Tragfähigkeit und die Vorstellung eines sicherheitsorientierten Bemessungskonzepts für den Werkstoff Stahlfaserbeton werden die Grundlagen für seine Anwendung für tragende Bauteile geschaffen. Eine Bemessung unter Zugrundelegen der statischen Wirkung der Stahlfaserbewehrung kann nur im Zustand II erfolgen, da die Faserwirkung im ungerissenen Zustand auf die Tragfähigkeit vernachlässigbar ist.

Bauteile aus Stahlfaserbeton mit sehr hohen, überkritischen Fasergehalten sind in ihrer Tragwirkung mit mindestbewehrten Stahlbetonbauteilen vergleichbar. Ihnen ist gemeinsam, daß nach Ribildung weitere Tragreserven im Querschnitt existieren. Eine Bemessung im Bruchzustand unter Ansatz der elastischen oder begrenzt umgelagerten Momentenverteilung ist somit gerechtfertigt. Alternative Ansätze unter Berücksichtigung des nichtlinearen Material- und Strukturverhaltens oder auf Basis des Traglastverfahrens (z. B. nach EC 2) erlauben zum Teil eine höhere Ausnutzung.

Kritische und unterkritische Fasergehalte zeichnen sich dadurch aus, daß die plastische Grenztragfähigkeit des Querschnitts maximal das Ribmoment erreicht. Dies bedeutet bei innerlich und äußerlich statisch bestimmten Bauteilen unter Lastbeanspruchung, daß Versagen unmittelbar mit Erreichen der Ribschnittgröße eintritt, ohne daß die Faserwirkung in Ansatz gebracht werden kann. Bei statisch unbestimmten einachsig abtragenden Systemen sind nur dann Traglaststeigerungen

möglich, wenn die Momentenverteilung bei Erstrißlast an Stellen späterer plastischer Gelenke einen geringen Ausnutzungsgrad aufweist.

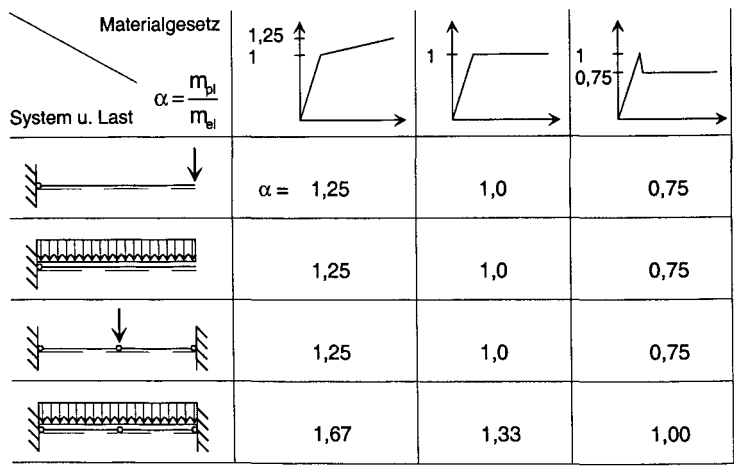


Bild 4.14: Verhältnis elastischer zu plastischer Grenzlaster von 4 ausgewählten Systemen

In Bild 4.14 sind für die statischen Systeme Kragarm und beidseitig eingespannter Balken bei Annahme von zwei unterschiedlichen Materialgesetzen für Stahlfaserbeton die Laststeigerungsfaktoren zwischen Erstrißlast und plastischer Grenzlaster aufgetragen. Während beim statisch bestimmten System die Laststeigerungsfaktoren α_i unabhängig von der Belastung sind und alleine vom Materialgesetz abhängen, sind beim statisch unbestimmten System die α_i -Werte abhängig von Belastungsart und Laststellung. Nennenswerte Laststeigerungen gegenüber den Erstrißlasten sind nur dann feststellbar, wenn die Querschnitte an den Stellen späterer plastischer Gelenke unter elastischer Schnittkraftverteilung stark unterschiedliche Ausnutzungsgrade aufweisen. Dies ist bei vorwiegend einachsig frei tragenden Bauteilen jedoch oftmals nicht der Fall.

Als Beispiele für Bauteile mit mehrachsiger Tragwirkung, die eine nennenswert unterschiedliche Querschnittsausnutzung an maßgebenden Bruchzonen aufweisen, sind gebettete Platten unter örtlich begrenzter Belastung sowie punktförmig belastete Platten zu nennen. Gebettete Platten erweisen sich im Versuch als problematisch, da die anfängliche Rißbildung an der während des Versuchs unzugänglichen Unterseite auftreten. Bei punktwise gestützten Platten kann dagegen die zeitliche Entwicklung der Rißbildung sowie der einwirkenden Beanspruchungen und Lagerreaktionen gut dokumentiert werden.

Die Hauptversuche an punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton sollen zeigen, daß eine Übertragung der im Balkenversuch ermittelten einachsialen Materialgesetze auf mehrachsig abtragende Bauteile möglich ist. Die Grenztragfähigkeit kann nach dem Traglastverfahren unter Zugrundelegen plastischer Widerstandsgrößen des Stahlfaserbetons mit und ohne zusätzlicher Bewehrung bzw. Vorspannung nachgewiesen werden.

Die Hauptversuche sind als Verifikation der auf den Grundlagenversuchen und theoretischen Überlegungen aufbauenden Rechen- und Sicherheitskonzepte gedacht. Unter diesem Gesichtspunkt kann die Untersuchung an drei Versuchsplatten im Bauteilmaßstab als ausreichend angenommen werden. Eine detaillierte Beschreibung der Versuchsdurchführung sowie der hier nicht näher erwähnten Nebenkörperversuche kann [26] und [27] entnommen werden.

4.3.2 Versuchsaufbau für punktgestützte Stahlfaserbetonplatten

Als Versuchskörper wurden 15 cm dicke Platten der Abmessungen 5,00 x 5,00 m² gewählt. Sie waren auf 9 Rundstützen mit 20 cm Durchmesser gelagert, die in einem quadratischen Raster von 2,00 m angeordnet waren.

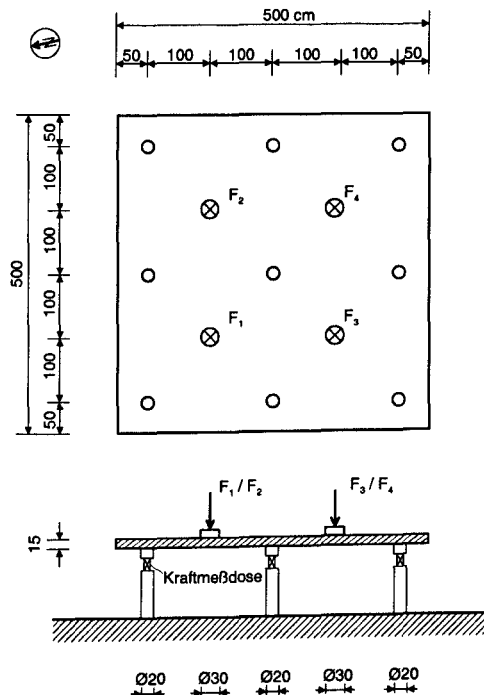


Bild 4.15: Übersichtsskizze des Versuchsaufbaus der Plattenversuche

Die Belastung wurde jeweils in den vier Feldmitten als Einzellast aufgebracht. Die Lastaufstandspunkte wiesen einen Durchmesser von 30 cm auf, um lokales Feldversagen zu vermeiden. Die Probekörpergeometrie und der Versuchsaufbau sind in Bild 4.15 dargestellt.

Die Mittelstütze war monolithisch mit der Platte verbunden und fest gegen das Prüffeld gespannt, um ausreichende horizontale Stabilität zu gewährleisten. Bei den übrigen 8 Rand- und Eckstützen befand sich 15 cm unterhalb der Plattenunterseite ein zum Pendelstab ausgebildetes System aus je zwei Kalottenlagern mit dazwischen angeordneter Kraftmeßdose. Dieser Versuchsaufbau ermöglichte eine horizontal zwangungsfreie Lagerung und die Bestimmung der Auflagerkräfte. Die Lagerkraft der fest verbundenen Mittelstütze konnte als Differenz der Lasten und der Rand- und Eckstützen berechnet werden.

Neben der meßtechnischen Erfassung der einwirkenden Kräfte und Lagerreaktionen wurden an ausgesuchten Stellen über induktive Wegaufnehmer Vertikalverformungen der Platte gemessen.

Dehnungen des Betons wurden an einigen ausgesuchten Stellen gemessen. Dabei handelte es sich in erster Linie um punktuell zur Verifikation des Beanspruchungszustands dienende Messungen, da bei einer Gesamtoberfläche von über 50 m² die Erfassung sämtlicher maßgebender Dehnungszustände nicht praktikabel erschien.

Die Einzellasten je zweier Felder wurden über einen Hydraulikzylinder mit getrenntem Regelkreis angesprochen. Damit konnten sowohl halbseitige als auch ganzseitige Belastungszustände erzeugt werden.

4.3.3 Bewehrungskonzepte

Alle Versuchskörper der Hauptversuchsserie wurden mit Stahldrahtfasern des Typs DRAMIX RC 80/60 BN bei einer Dosierung von 40 kg/m³ hergestellt. Als Betongüte wurde jeweils ein B 35 angestrebt. Eine Übersicht über die Bewehrung der drei Versuchsplatten ist in Tabelle 4-1 angegeben.

Tabelle 4-1: Übersicht über die Bewehrung der Versuchsplatten

Versuchsplatte	PfaBo-1	PfaBo-2	PfaBo-3
Fasergehalt DRAMIX RC 80/60 [kg/m³]	40	40	40
Stützstreifenbewehrung Betonstahl BSt 500 S		6 Ø 10 mm	
zentrische Stützstreifenvorspannung St 1570/1770			2 x Ø 0,6''

Der als Referenzplatte dienende Versuchskörper PfaBo-1 bestand ausschließlich aus Stahlfaserbeton ohne weitere Bewehrung. Neben den als Grundbewehrung dienenden Stahlfasern wurde bei der zweiten Versuchsplatte eine zusätzliche schlaaffe Stützstreifenbewehrung aus Betonstahl BSt 500 S eingebaut. Die dritte

Platte wurde nicht zusätzlich bewehrt. Sie wurde mittels Monolitzen auf $1,0 \text{ MN/m}^2$ zentrisch vorgespannt.

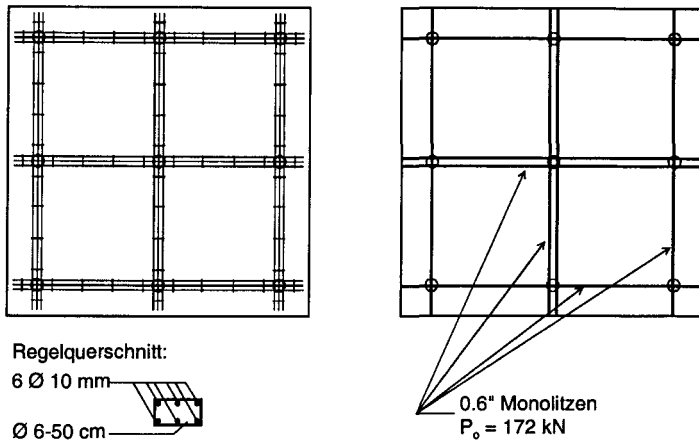


Bild 4.16: Schlaufe und vorgespannte Stützstreifenbewehrung

Die zusätzliche Stützstreifenbewehrung von je $3 \text{ Ø } 10 \text{ mm}$ für PfaBo-2 wurde so gewählt, daß der plastische Querschnittswiderstand eines gedachten Streifens von 50 cm Breite auf etwa den dreifachen Wert ansteigt.

Die Monolitzen waren zentrisch im Versuchskörper PfaBo-3 platziert. Lediglich eine konstante Ausmitte von jeweils einem halben Spannglieddurchmesser ließ sich aufgrund der Kreuzung der Litzen nicht vermeiden. Zum Einsatz gelangten $0,6''$ -SUSPA-Monolitzen mit einer zulässigen Vorspannkraft von 273 kN/Litze . Da aufgrund der kurzen Spannwege Keilschlupf zu vermeiden war, wurde mittels eines Koppelankers und Nachspannmöglichkeit vorgespannt. Zudem waren an den Festankern Kraftmeßdosen angebracht, mit denen die Spannkraft mit einer mittleren Abweichung von unter 1 kN auf den Sollwert eingestellt werden konnte. Auch während des Versuchs wurden die Spanngliedkräfte überwacht.

4.3.4 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Die Platten wurden jeweils in den vier Feldmitten durch Einzellasten belastet. Dabei wurden die Lasten jeweils paarweise getrennt über zwei unabhängig arbeitende Hydraulikzylinder geregelt. Die Versuchsdurchführung gliederte sich in drei Teile:

- feldweise (halbseitige) Belastung auf Gebrauchslastniveau
- Schwellbeanspruchung bei Vollast auf Gebrauchslastniveau und unter 20% erhöhter Gebrauchslast
- weggeregelter Bruchversuch

Eine Übersicht über die einzelnen Versuchsabschnitte ist im Lastplan auf Bild 4.17 dargestellt.

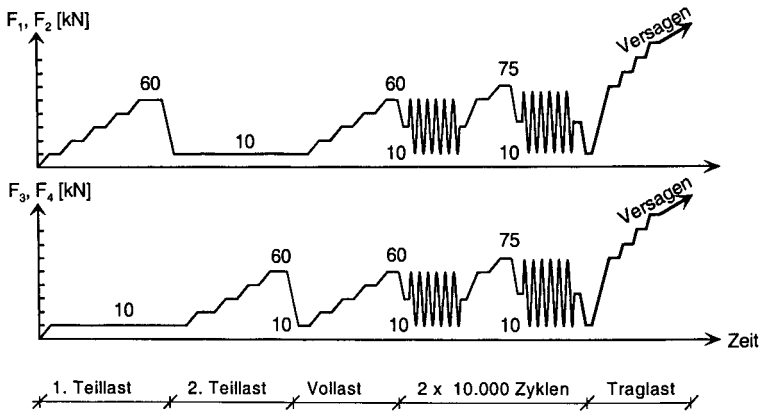


Bild 4.17: Last-Zeit-Diagramm der einzelnen Versuchsphasen

Zwischen den einzelnen Laststufen wurde jeweils eine Rißaufnahme durchgeführt. Dazu wurden Risse markiert und Rißbreiten an ausgewählten Stellen mittels eines Video-Meßsystems bestimmt.

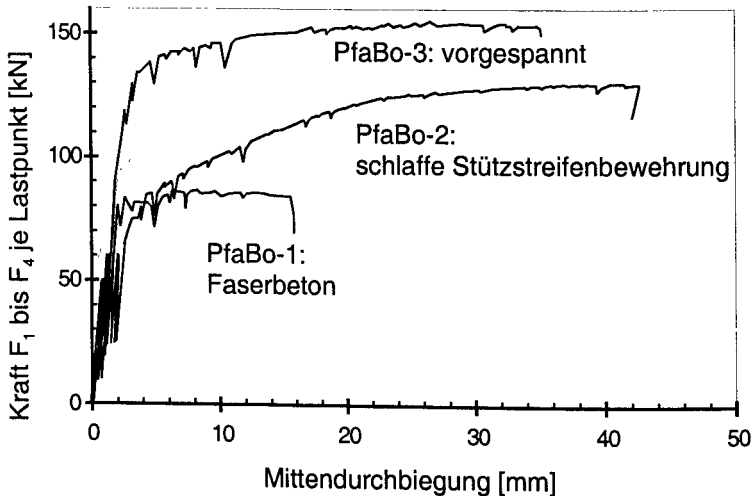


Bild 4.18: Last-Durchbiegungs-Diagramm

Im Verlauf der Rißenstehung und -entwicklung während der Belastungsphasen unterschieden sich die Platten aller drei Bewehrungstypen nicht nennenswert. Die

ersten Risse bildeten sich jeweils unterhalb des Gebrauchslastniveaus zunächst in den stärksten beanspruchten Zonen über der Mittelstütze als Radialrisse aus. Auch nach $n = 10\,000$ Lastwechseln weiteten sie sich kaum auf. Die Systemsteifigkeit fiel durch die anfängliche lokal begrenzte Rißbildung nicht nennenswert ab. Die weitere Laststeigerung führte, ausgehend von den Aufstandspunkten der Pressen, zur verstärkten Rißbildung auf der Plattenunterseite und zu einem Anwachsen der Rißlänge bis zur vollständigen Ausbildung eines plastischen Gelenkmechanismus.

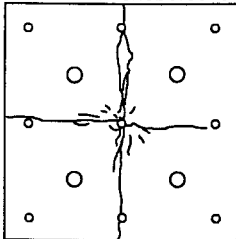
In der Lage der plastischen Zonen unterschieden sich die Platten nicht. Während bei der nur stahlfaserbewehrten Platte die gesamte plastische Arbeit in jeweils einem Riß verrichtet wurde, bewirkte die zusätzliche, wenn auch auf den Gesamtquerschnitt bezogen sehr geringe Betonstahlbewehrung, eine nennenswerte Rißverteilung. Insbesondere ist dies in den Feldern bei dort flacherem Momentengradienten zu beobachten gewesen.

Bild 4.18 zeigt in der Gegenüberstellung der Last-Verformungs-Kurven der drei Bewehrungskonzepte anschaulich das unterschiedliche Tragverhalten.

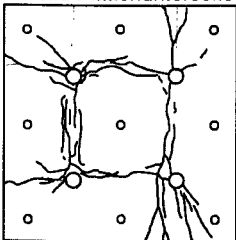
4.3.5 Tragverhalten im Bruchzustand

PfaBo-1:

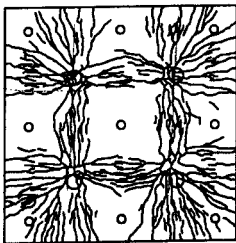
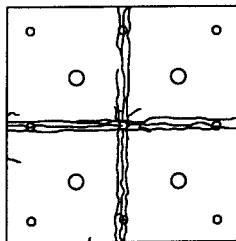
Rißbild Plattenoberseite



Rißbild Plattenunterseite



PfaBo-2:



PfaBo-3:

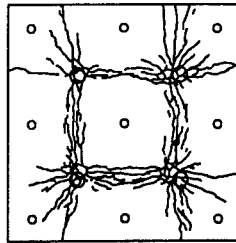
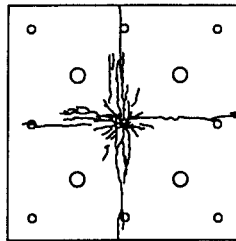


Bild 4.19: Bruchrißbilder punktgestützter Platten unterschiedlicher Bewehrungskonzepte

Die in Bild 4.19 dargestellten Rißverläufe zeigen die jeweiligen Versagensmechanismen als Bruchlinien. Alle drei Plattentypen waren so bemessen, daß Biegeversagen maßgebend wurde. Dennoch konnte bei der dritten vorgespannten Platte im Versagenszustand durch die Entnahme von Bohrkernen nahe der Mittelstütze ein sich andeutender Durchstanzkegel festgestellt werden. Er wies eine äußerst flache Rißneigung von nur 17,5° auf.

4.4 Zusammenfassung

Versuche an zug- und vorwiegend biegebeanspruchten Stahlfaserbetonbauteilen werden durchgeführt. Im Rahmen von Grundlagenuntersuchungen werden zentrische Zugproben weggeregelt geprüft. Die Ergebnisse zeigen, daß nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit eine Restspannung über den Riß übertragen werden kann, die bei Verwendung von Stahldrahtfasern weitestgehend unabhängig von der Rißbreite ist. Die Größe der Restspannung und ihre statistische Streuung werden zu einem über die Rißbreite definierten Grenzzustand quantifiziert. Rechen- und Bemessungswerte werden abgeleitet.

Mit Stahlfasern und Betonstahl kombiniert bewehrte Biegebalken werden untersucht, um eine Interaktion zwischen den beiden Bewehrungsarten zu erhalten. Es zeigt sich, daß die beiden Tragwirkungen nicht addiert werden können. Abminderungsfaktoren zur Berücksichtigung der Interaktionswirkung im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden eingeführt.

Die Bauteilgroßversuche dienten zur Verifikation eines Rechen- und Bemessungskonzepts für örtlich bewehrte oder vorgespannte Stahlfaserbetonplatten. Sie wurden am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz im Rahmen von Voruntersuchungen für ein neues System von Industrieböden auf Pfählen durchgeführt. Es wurde im Versuch belegt, daß Platten aus Stahlfaserbeton, vorgespanntem sowie mit Betonstahl bewehrten Stahlfaserbeton im Grenzzustand der Biegetragfähigkeit plastische Zonen (Bruchlinien) ausbilden und daß die Traglast mittels der Bruchlinientheorie ermittelt werden kann.

5 Berechnung

5.1 Allgemeines

Das Nachempfinden des Trag- und Verformungsverhaltens durchgeführter Bauteilversuche zielt auf die Formulierung möglichst übertragbarer, wenn nicht allgemeingültiger Gesetzmäßigkeiten. Aufbauend auf der Beschreibung der am Versuch durchgeführten Messungen und Beobachtungen wird das Tragverhalten in Grenzzuständen mittels eines mechanischen Modells abgebildet.

Für plattenartige mehrachsial abtragende Bauteile aus Stahlfaserbeton unter Lastbeanspruchung kann das Tragverhalten in Abhängigkeit der Beanspruchungsgröße grob in drei Phasen gegliedert werden:

- elastische Phase
- Phase der Rißbildung und Rißausbreitung
- plastische Phase

Verglichen mit statisch bestimmt gelagerten unterbewehrten ($M_u < M_{cr}$) Stahlfaserbetonbauteilen ist eine Übergangsphase zwischen ungerissenem Bauteil und im Bruchzustand befindlichem Bauteil vorhanden.

Durch Berechnungen mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente soll diese Zwischenphase bis zur Ausbildung des Bruchmechanismus nachvollzogen werden. Das Tragmodell, welches die Basis für die Nachweise der Tragfähigkeit liefert, wird als Fließgelenkmechanismus beschrieben. Für die abschließende Betrachtung der Tragwerkssicherheit mittels der in Kapitel 3.5.7 beschriebenen energetischen Methode erweist sich eine solche Vorgehensweise als sinnvoll.

5.2 Abbilden des Tragverhaltens mit der Finite-Element-Methode

5.2.1 Das Finite-Element-Programm ANSYS

Für das Nachrechnen der Versuche und die rechnerische Überprüfung des Bemessungsmodells wird das Programmsystem ANSYS verwandt. ANSYS ist ein kommerzielles universelles Finite-Element-Programmpaket und geht in seinen Ursprüngen auf eine Entwicklung von Swanson in die siebziger Jahre zurück [65]. Mittlerweile stehen untereinander kompatible Versionen für Großrechner, Workstation und PC zur Verfügung, die sich im wesentlichen nur durch eine Begrenzung der Anzahl der Freiheitsgrade des Systems und die Rechenleistung unterscheiden.

ANSYS ermöglicht die Behandlung geometrischer und physikalischer Nichtlinearitäten sowie die Einführung von Fließ- und Bruchbedingungen.

5.2.2 Implementierung der Materialgesetze

Das Programm ANSYS verfügt über eine umfangreiche Bibliothek Finiter Elemente zur physikalisch und geometrisch nichtlinearen Strukturanalyse. Für die Berechnung von Stahlfaserbetonbauteilen wird ein 8-knotiges 3D-Betonelement (Solid-65) verwendet. Bruchkriterien werden für Zug und Druck definiert. Auch wenn es die verfügbaren Elementtypen nicht gestatten, tension-softening-Effekte des Stahlfaserbetons so exakt abzubilden wie das in Kapitel 2.5.3 vorgestellte 2D-Scheibenmodell mit nichtlinearen Federn, erscheint ANSYS für die Berechnung großer dreidimensionaler überwiegend auf Biegung beanspruchter Betonstrukturen als geeignet, sofern Schubdruckbruch nicht die maßgebende Versagensform ist.

Das Stahlbetonelement erlaubt das Einführen einer über den Querschnitt verschmierten Bewehrung. Je Element können bis zu drei unabhängige Raumrichtungen der Bewehrungsführung definiert werden. Die Wirkung der Stahlfasern im gerissenen Zustand läßt sich durch drei idealisierte orthogonal zueinander orientierte Bewehrungslagen modellieren. Die Implementierung der Nachrißbeigenschaften der dreidimensional verteilten Fasern erfolgt in Anlehnung an den Vorschlag von Huang [34]. Im Gegensatz zu bruchmechanischen Modellen läßt sich in Verbindung mit dem von ANSYS zur Verfügung gestellten Betonelement eine Trennung der Traganteile von Beton und Stahlfaserbewehrung durchführen.

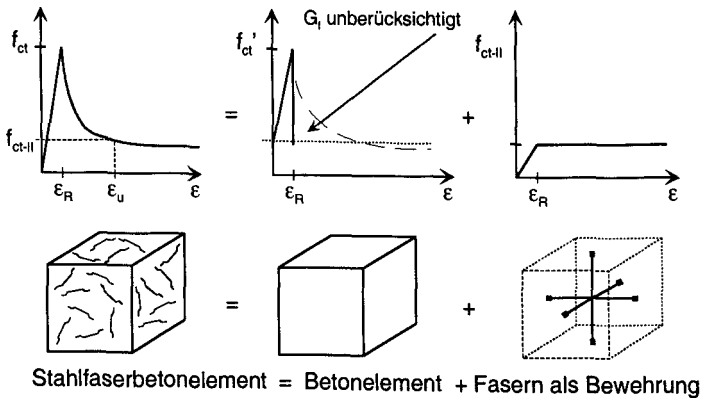


Bild 5.1: Modellieren von Stahlfaserbeton als verschmierte Bewehrung

Für die Behandlung kombiniert mit Betonstahl bewehrter Querschnitte wird die Bewehrung ähnlich der Faserbewehrung über den gesamten Querschnitt eines Finiten

Elements verschmiert. Für die Betonstahlbewehrung wird eine idealisierte bilineare Spannungs-Dehnungslinie angesetzt.

Die reale Arbeitslinie des Betons wird mittels eines multilinear-isotropen Materialmodells abgebildet. Unter Druckbeanspruchung wird mit einem linearisierten Parabel-Rechteck-Diagramm gearbeitet. Für Zugbeanspruchung wird die Arbeitslinie linear angenähert. Da ANSYS kein Element zur Verfügung stellt, das tension-softening abbilden kann, wird das Nachbruchverhalten vollständig durch die eingebettete, idealisierte Faserbewehrung abgebildet. Nach Rißbildung fällt die vom Element übertragbare Spannung im Modell daher unmittelbar auf die Nachrißfestigkeit ab. Das Modell entspricht einem fiktiven Beton mit der Bruchenergie $G_f = 0$. Bei einachsiger abtragenden Bauteilen führt diese Vereinfachung zu einer fehlerhaften Abbildung des Tragverhaltens nach Erstrißbildung. Bei den zu untersuchenden punktförmig gestützten Platten ist der sich daraus ergebende Fehler jedoch gering.

5.2.3 Elementierung

Zur Nachrechnung der Bauteilversuche wird unter Ausnutzung der Symmetriebedingungen ein Ausschnitt der Gesamtplatte betrachtet. Dazu wird das hinsichtlich Geometrie und Belastung doppelt symmetrische Gesamtsystem wie in Bild 5.2 dargestellt auf einen Viertelausschnitt reduziert.

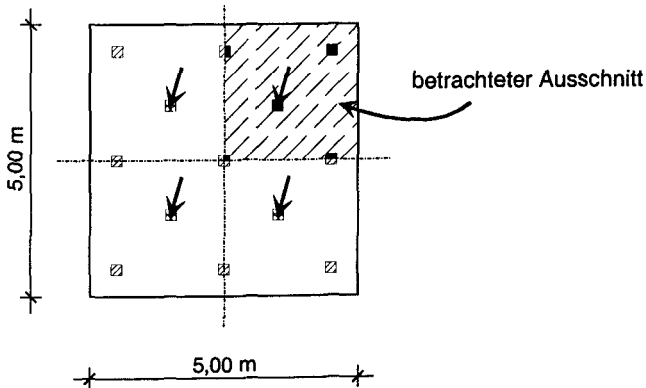


Bild 5.2: Versuch und Ausschnitt für das Berechnungsmodell

Für das Rechenmodell ist ein Plattenausschnitt von 2,50 x 2,50 x 0,15 (m) zu elementieren. Vorbetrachtungen bestätigen, daß bei Verwendung des Betonelements Solid-65 aus der ANSYS-Elementbibliothek plattenartige auf Biegung beanspruchte Bauteile durch drei Elementlagen - dies entspricht 6 Gausspunkten über die Plattenstärke - hinreichend genau abgebildet werden können.

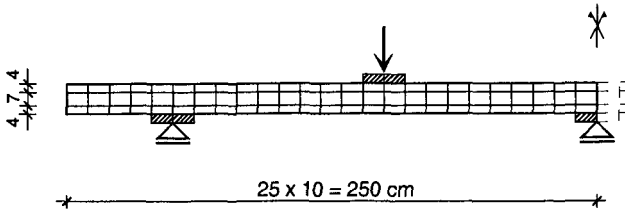


Bild 5.3: Elementierung der Plattenversuche

Unter Berücksichtigung eines noch günstigen Seitenverhältnisses (aspect ratio) der Elementabmessungen von maximal 2,5 : 1 ergibt sich ein quaderartiges Netz konstanter Elementlängen und -breiten von je 10 cm und über den Querschnitt variabler Dicken von 4 bzw. 7 cm. In Bild 5.3 ist ein Schnitt durch die elementierte Platte dargestellt.

Für die Lasteinleitung und Lagerung der Versuchsplatte waren Betonklötze aufgemörtelt sowie Pfahlschlüsse hergestellt. Die modellmäßige Ausbildung dieser Auflager- und Lasteinleitungspunkte geschieht durch die Anordnung je einer weiteren Elementlage. In den Symmetrieachsen wird durch Unterdrückung der horizontalen Freiheitsgrade der Knotenpunkte die Symmetriebedingung modelliert.

Die Elementierung ist für alle drei in den Hauptversuchen getesteten Bewehrungskonzepte identisch. Bei dem Plattentyp mit kombinierter Betonstahlbewehrung wird diese ähnlich der Stahlfaserbewehrung als verschmierte Bewehrung auf die Elemente in den Stützstreifen oben und unten verteilt. Da diese Elemente im Modell eine Dicke von 4 cm aufweisen, liegt der Bewehrungsschwerpunkt im Randabstand von 2 cm. Dies entspricht der Schwerpunktlage im Versuch. (Da die Versuchsplatten den geplanten Anwendungsfall im Maßstab von etwa 1 : 2 abbilden sollten, wurde eine Betondeckung von lediglich 1,5 cm gewählt.)

Die Wirkung der Vorspannung ohne Verbund beim dritten Plattentyp wird durch äußerlich an den Ankerstellen angreifende Kräfte abgebildet. Auf die Abbildung der geringfügigen Erhöhung der Vorspannungskraft infolge großer Verformungen im realen Bauteil wird an dieser Stelle verzichtet, da Voruntersuchungen ergeben haben, daß derartige Verformungen mit ANSYS aufgrund auftretender Konvergenzprobleme nicht mehr abgebildet werden können.

5.3 Nachrechnung der Bauteilversuche

Die Erstbelastungs- und Bruchphase der drei durchgeführten Plattenversuche wird unter Verwendung des beschriebenen dreidimensionalen Modells mit ANSYS berechnet. Die im Rahmen der Bauteilversuche zusätzlich durchgeführte Schwellbela-

stung auf Gebrauchslastniveau und erhöhtem Gebrauchslastniveau mit jeweils 10.000 Lastzyklen wird nicht abgebildet, da die Erarbeitung eines hierfür notwendigen Schädigungsmodells zur Implementierung in das FE-Programm nicht Gegenstand dieser Arbeit ist.

In Bild 5.4 sind Last-Verformungskurven für die drei untersuchten Bewehrungskonzepte aufgetragen und der Berechnung mit ANSYS gegenübergestellt. Die aus den Bauteilversuchen ermittelten Durchbiegungen sind gemittelte Werte der Vertikalverformungen der jeweiligen Lastpunkte der vier Felder.

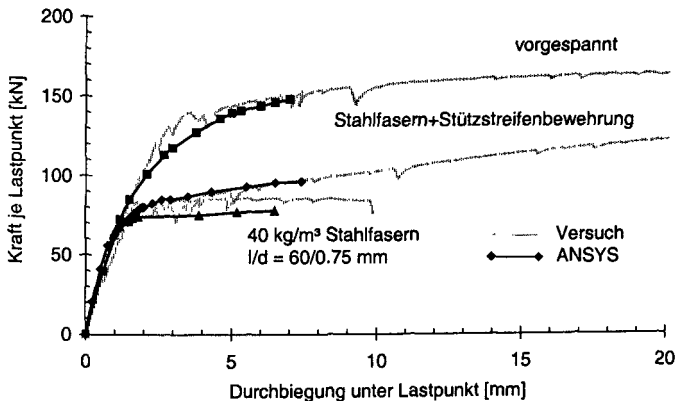


Bild 5.4: Last-Mittendurchbiegung

Es ist zu erkennen, daß hinsichtlich der Systemsteifigkeit mit beginnender Rißbildung über der Mittelstütze und anschließend in den Feldern ein fließender Übergang zwischen Zustand I und Zustand II stattfindet. Nach vollständigem Ausbilden der Fließlinien sinkt sowohl im Versuch als auch im Modell die Steifigkeit stark ab. Es ist ein relativ abrupter Übergang festzustellen.

Bei den beiden nicht vorgespannten Plattentypen ist eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse mit der Berechnung festzustellen. Bei der vorgespannten Platte treten Differenzen in Höhe der Erstrißlast auf. Dies deutet darauf hin, daß mit dem gegenüber den Rechnungen der schlaff bewehrten Platten unveränderten Materialmodell der Einfluß der zusätzlich wirkenden Normalkraft auf die anfängliche Rißbildungsphase nicht exakt abgebildet wird.

Auf Bild 5.5 und Bild 5.6 sind für ausgezeichnete Laststufen die berechneten Rißverläufe für die Platten der ersten beiden Bewehrungstypen dargestellt. Der Post-Processor von ANSYS stellt dabei für jedes Finite Element den Rißzustand in den 8 Gausspunkten dar. Die Rißorientierung ist durch einen in der Rißebene liegenden

Kreis dargestellt. Senkrecht verlaufende Biegerisse werden in der Grundrißprojektion als Strich dargestellt. Nahe der Auflager und der Lastpunkte sind die Risse infolge Schub schräg orientiert. Im Grundriß erscheinen diese Risse als Ellipse.

Das Rißbild der vorgespannten Platte unterscheidet sich nicht wesentlich von dem der ausschließlich faserbewehrten Platte. Mit dem Beginn der Rißentwicklung über der Mittelstütze und anschließend im Feld unter dem Lastangriffspunkt wird das Verhalten der Versuchsplatte durch die Rechnung hinsichtlich Rißentstehung korrekt abgebildet. Im Feld ergibt sich nach der ANSYS-Rechnung eine größere Anzahl Risse. Ursächlich hierfür sind das Rechenmodell, das allen Elementen ideal gleiche Materialeigenschaften zuweist, endlich große Lastschritte und der relativ flache Momentengradient im Feld. Die Modellschärfe kann durch Variation der Materialeigenschaften der einzelnen Elemente unter Verwendung der Stochastischen-Finite-Element-Methode (SFEM) verbessert werden. Im Rahmen dieser Arbeit wird eine solche Vorgehensweise nicht für notwendig erachtet, da sie hier zu keinen neuen Erkenntnissen beitragen würde.

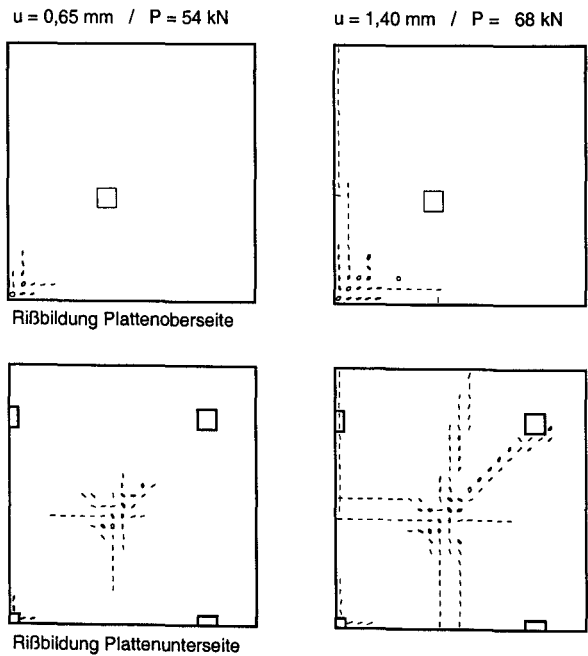
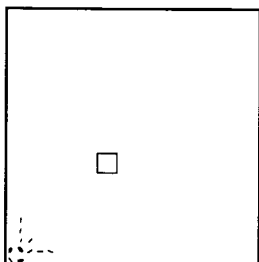


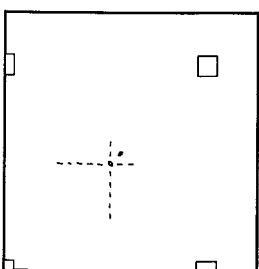
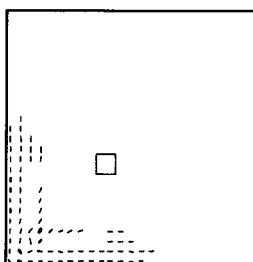
Bild 5.5: Rißbildungsphasen der faserbewehrten Platte

$u = 0,65 \text{ mm} / P = 56 \text{ kN}$



Rißbildung Plattenoberseite

$u = 2,60 \text{ mm} / P = 85 \text{ kN}$



Rißbildung Plattenunterseite

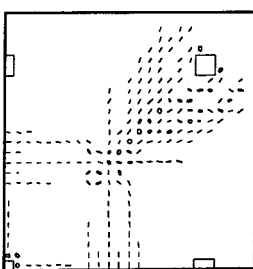


Bild 5.6: Rißbildungsphasen der kombiniert bewehrten Platte

Kurz vor Erreichen der Maximallast bilden sich nach der FE-Berechnung wie im Versuch maßgebende Rißzonen als Fließlinien des Bruchmechanismus aus. In der Berechnung werden die Fließlinien im Feld aus den genannten Gründen als Fließzonen über eine Breite von mehreren Elementen abgebildet.

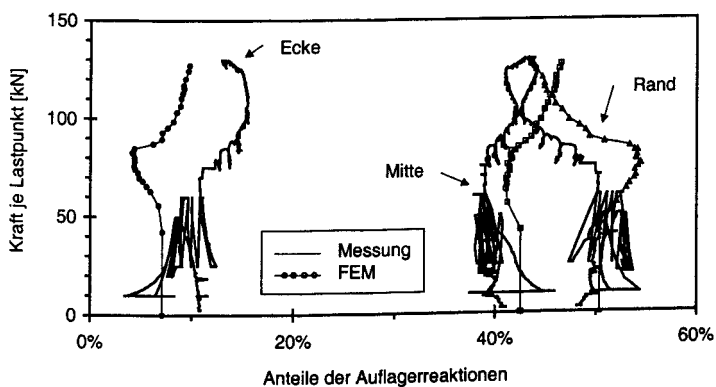


Bild 5.7: Anteilige Stützenkräfte der kombiniert bewehrten Platte

Als Anhaltspunkt für die in der Platte stattfindende Lastumlagerung können die Auflagerkräfte der 9 Stützen angesehen werden. In Bild 5.7 sind die Auflagerkraftanteile der Mittelstütze, der Rand- und Eckstützen der kombiniert bewehrten Platte (PfaBo-2) dargestellt.

Die rechnerische Ermittlung der Auswirkungen aus Rißbildung über der Stütze und im Feld auf die Schnittkraftumlagerungen stimmt gut mit den Meßergebnissen überein. Die Phase der Erstrißbildung über der Mittelstütze ist gekennzeichnet durch eine Lastumlagerung von der Mitte zu den Rändern. Die daran anschließende Ausbildung des Fließlinienmechanismus bewirkt aufgrund des Steifigkeitsabfalls in den Feldern eine gegenläufige Tendenz. Diese in Bild 5.7 dargestellte Tendenz wird durch die Rechnung gut erfaßt.

5.4 Zweidimensionales Rechenmodell

Für die gängigen universellen Finite-Element-Programme existieren keine zweidimensionalen Plattenelemente, in die hinreichend genaue Materialgesetze für Beton, Stahlbeton und Stahlfaserbeton implementiert werden können. Mit Einführung von Momenten-Krümmungs-Beziehungen ist jedoch eine näherungsweise Modellierung der Materialgesetze möglich.

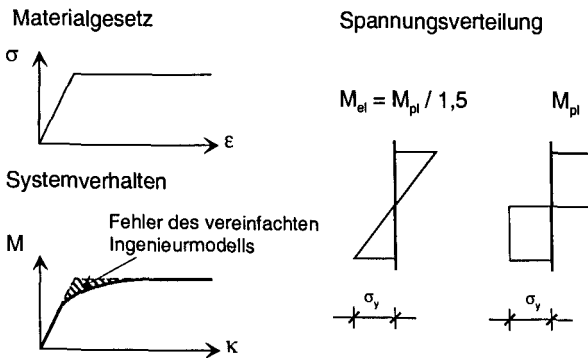


Bild 5.8: elastische und plastische Grenzlast

Zur elastisch-plastischen Berechnung von Plattentragwerken stellt ANSYS entsprechende Elementtypen (z.B. das 4-knotige Element SHELL 43) zur Verfügung. Die Implementierung der nichtlinearen Materialgesetze erfolgt über eine einachsiale Spannungs-Dehnungs-Beziehung. ANSYS verlangt für diese Elemente die Definition einer streng monotonen Arbeitslinie. Infolge Durchplastizierens eines Querschnitts liegt die plastische Grenzlast jeweils über der elastischen (Bild 5.8). Der Lastanstieg

kann mit einem querschnittsabhängigen plastischen Formfaktor α_{pl} beschrieben werden.

$$\alpha_{pl} = \frac{M_{\text{plastisch}}}{M_{\text{elastisch}}} \quad (5.1)$$

Für einen Rechteckquerschnitt beträgt bei Ansatz eines ideal elastisch-plastischen Materialgesetzes $\alpha_{pl} = 1,5$.

Aufgrund der durch unmittelbares Plastizieren nach Erstrißbildung gekennzeichneten Momenten-Krümmungs-Beziehung von gering bewehrtem Stahlbeton oder Stahlfaserbeton sind elasto-plastische einachsiale Materialgesetze nicht allgemein verwendbar. Bei der Implementierung der in Bild 2.12 dargestellten Momenten-Krümmungs-Beziehungen für Stahlfaserbeton über eine monotone Spannungs-Dehnungslinie wird das Bauteilverhalten unmittelbar nach Rißentstehung falsch abgebildet. Da bei punktgestützten Plattensystemen die Zonen der unmittelbaren Rißbildung jeweils lokal beschränkt sind, sind die Auswirkungen dieses Fehlers gering.

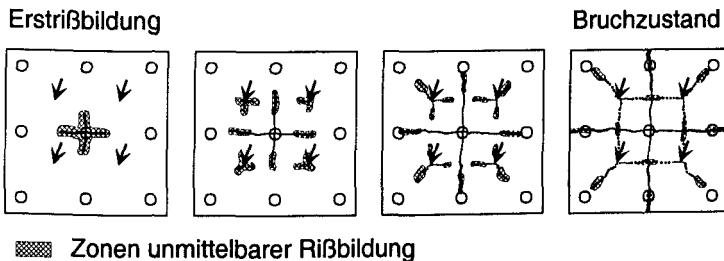


Bild 5.9: Zonen unmittelbarer Rißbildung

Die Gegenüberstellung beider Berechnungsmethoden mit der Last-Verformungskurve des Bauteilversuchs in Bild 5.10 zeigt geringe Unterschiede im rechnerisch ermittelten Tragverhalten, bestätigt aber die Anwendbarkeit der zweidimensionalen Rechenmethode im speziellen Fall. Mit der Verbreitung nichtlinear rechnender Plattenprogramme eignet sich eine solche Berechnungsweise auch für den Einsatz in der Praxis. FEM-Programme müssen lediglich um eine Funktion zur Ermittlung der modifizierten Arbeitslinien für Stahlfaserbeton und kombiniert bewehrte Querschnitte angepaßt werden.

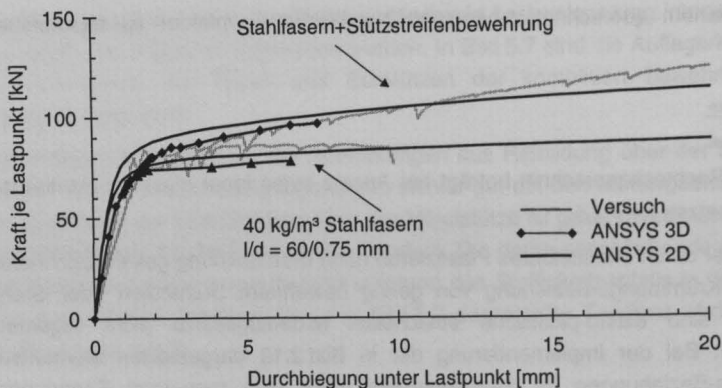


Bild 5.10: Vergleich der Rechenmodelle

5.5 Traglastermittlung nach der Bruchlinientheorie

Die Bruchlinien- oder Fließgelenktheorie wurde in den 20er Jahren entwickelt. Ihre Anwendung auf den Stahlbeton ist eng mit den Arbeiten von Johansen [36], [37] verknüpft. Eine umfassende Darstellung des theoretischen Hintergrunds mit zahlreichen Anwendungsbeispielen findet sich der Arbeit von Sawczuk und Jaeger [55].

Grundgedanke der Bruchlinientheorie ist, daß im Versagenszustand plattenartiger Bauteile örtlich konzentrierte plastische Verformungen auftreten. Die restlichen Plattenteile verbleiben weitestgehend im elastischen Zustand und werden als starr angesehen. An dem so idealisierten plastischen Gelenkmechanismus wird eine Gleichgewichtsbetrachtung über die Formulierung der Arbeitsgleichung nach dem Prinzip der virtuellen Verrückungen durchgeführt. Für die Anwendung der Bruchlinientheorie ist Stahlfaserbeton aufgrund des nahezu konstanten plastischen Plateaus seiner Last-Verformungskurve gut geeignet.

Unter Annahme eines elastisch-idealplastischen Materialverhaltens kann die Grenztragfähigkeit bei gegebener Fließliniengeometrie über die Gleichsetzung von innerer plastischer Energie W_i in den Fließlinien und äußerer Arbeit W_a der angreifenden Lasten beschrieben werden.

$$\Delta W_i = \Delta W_a \quad (5.2)$$

Die innere Energie als Arbeit der virtuellen Verformung ermittelt sich aus der Integration des Produkts der plastischen Biegemomente und der zugehörigen plastischen Winkelverdrehungen über die Bruchlinien zu

$$\Delta W_i = \int m_{pl} \cdot \Delta \psi \, ds + \sum M_{pl} \cdot \Delta \psi \quad (5.3)$$

Die äußere von den Lasten am Fließgelenkmechanismus geleistete Arbeit ergibt sich zu

$$\Delta W_a = \int q \cdot \Delta u \, dA + \sum Q \cdot \Delta u \quad (5.4)$$

Die Beziehungen zwischen den Winkelinkrementen $\Delta\psi$ und dem Verformungsfeld Δu ergeben sich aus dem Bruchmechanismus über die Vorgabe einer virtuellen Einheitsweggröße.

Die Bruchlinientheorie eignet sich für die Bestimmung der Grenztragfähigkeit allgemeiner Plattentragwerke. Zur Berechnung ist die Ermittlung der maßgebenden Bruchfigur erforderlich. In der Regel existiert eine Vielzahl kinematisch möglicher Bruchfiguren. Maßgebend für die Bruchlast ist die Geometrie mit der zugehörigen geringsten rechnerischen Grenztragfähigkeit.

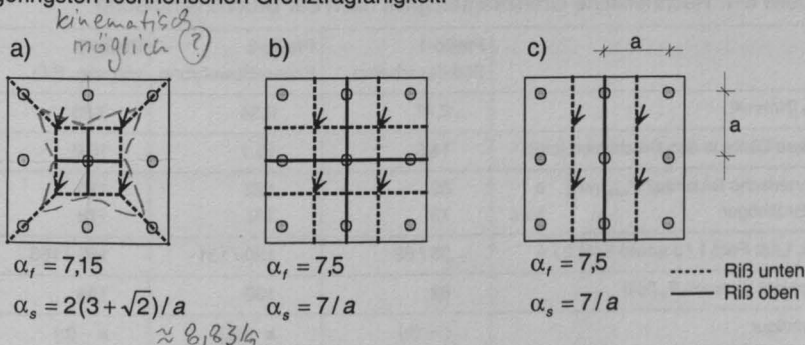


Bild 5.11: Kinematisch mögliche Fließgelenkgeometrien

Für die Versuchsserie der punktgestützten Platten sind u.a. die drei in Bild 5.11 dargestellten Bruchfiguren kinematisch möglich. Neben diesen voll ausgebildeten symmetrischen Figuren sind ebenfalls unvollständig ausgebildete Bruchfiguren sowie Mischformen möglich.

Die Gleichungen (5.1) bis (5.3) lassen sich nach der von Geometrie und Widerstand abhängigen Systemtragfähigkeit q bzw. Q auflösen. Für die durch Einzellasten in den Feldmitten beanspruchten Versuchsplatten läßt sich die Grenztragfähigkeit als Funktion der Bruchgeometrie und der plastischen Querschnittstragfähigkeit in den faserbewehrten sowie kombiniert bewehrten Fließlinien angeben:

$$Q_{ua} = \alpha_f \cdot m_{pl} + \frac{\alpha_s}{a} \cdot M_{pl} \quad (5.5)$$

Die Formfaktoren α_f und α_s ergeben sich aus der Geometrie und sind für die behandelten Bruchformen in Bild 5.11 angegeben. Danach unterscheiden sich die rechnerischen plastischen Grenzlasten der drei unterschiedlichen Bruchformen nicht wesentlich.

Unter Anwendung von Gleichung (5.5) ergeben sich aus den Mittelwerten der fiktiven Biegezugfestigkeiten des gerissenen Stahlfaserbetons, der Berücksichtigung der plastischen Querschnittstragfähigkeit der Stützstreifenbewehrung und der m-n-Interaktion aus Vorspannwirkung die in Tabelle 5-1 aufgelisteten Tragfähigkeiten. Hinsichtlich einer detaillierteren Beschreibung der Versuchsergebnisse wird auf die Forschungsberichte [26] und [27] verwiesen.

Bei maximalen Abweichungen von 12% besteht eine ausreichende Übereinstimmung zwischen den unter Verwendung der Nebenkörperversuche rechnerisch ermittelten Grenzbiegemomenten und den im Versuch gemessenen Grenzlasten. Damit kann die Bruchlinientheorie als geeignetes Verfahren zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit von plattenartigen Stahlfaserbetonbauteilen angesehen werden.

Tabelle 5-1: Rechnerische Grenztragfähigkeit nach der Bruchlinientheorie

	PfaBo-1 Stahlfaserbeton	PfaBo-2 Faser+Bewehrung	PfaBo-3 vorgesp. Stfb.
$f_{ct,II}$ [N/mm ²]	2,77	2,94	3,83
mittlere Dicke in den Bruchlinien [cm]	14,5	15,1	15,0
rechnerische Bruchlast $F_{u,cal}$ [kN] a	69	128	170
bei Bruchfigur b / c	73	137	178
max. Last Feld 1 / 3 sowie Feld 2 / 4	86 / 82	130 / 131	155 / 166
Bruchlast Versuch F_u [kN]	82	130	155
Bruchfigur	c – (b)	a – (b)	a – (b)
$F_u / F_{u,cal}$	1,12	1,02	0,91

5.6 Zusammenfassung

Mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente und durch Implementierung eines Materialgesetzes zur Beschreibung des Nachrißverhaltens von Stahlfaserbeton werden Vergleichsrechnungen zu den Bauteilversuchen an punktgestützten Stahlfaserbetonplatten mit unterschiedlichen Bewehrungskonzepten durchgeführt. Das dreidimensionale Berechnungsmodell bildet das reale Verhalten hinsichtlich Steifigkeit, Rißbildung und Tragfähigkeit selbst bei relativ grober Elementierung hinreichend genau ab. Dennoch ist aufgrund der Vielzahl der Iterationsschritte ein relativ hoher Rechenaufwand mit Laufzeiten von Stunden bis Tagen für ein vergleichsweise kleines Gesamtsystem erforderlich.

Unter Verwendung der in Kapitel 2 am Balkenmodell ermittelten Spannungs-Krümmungslinien des Stahlfaserbetons ist eine nichtlineare zweidimensionale Finite-Element-Berechnung möglich. Es wird gezeigt, daß bei punktförmig gestützten Platten systemen infolge der lokal entlang der späteren Bruchlinien fortschreitenden Rißbil-

dung selbst bei vereinfachter elasto-plastischer Abbildung des Materialverhaltens hinreichend genaue Ergebnisse bei vergleichsweise geringem Rechenaufwand erzielt werden können.

Die Grenztragfähigkeiten können mittels der Bruchlinientheorie wirklichkeitsnah ermittelt werden. Die Bruchlinientheorie stellt damit neben der zweidimensionalen elasto-plastischen Finite-Element-Berechnung ein geeignetes Nachweisverfahren für die Anwendung in der Praxis dar.

6 Ingenieurmodell und Bemessungskonzept

6.1 Einleitung

Aufbauend auf den durchgeführten Versuchen und rechnerischen Untersuchungen an punktgestützten Platten wird ein Ingenieurmodell zur Berechnung kombiniert bewehrter Stahlfaserbetonplatten entwickelt. Dabei wird unterschieden zwischen einem elasto-plastischen Materialmodell zur Verformungsberechnung und einem Bruchmodell zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit. Letzteres stellt für den Anwendungsfall lokal bewehrter Stahlfaserbetonplatten eine Erweiterung der von Sawczuk und Jaeger [55] beschriebenen Fälle isotrop bewehrter Platten dar.

Eine mögliche Anwendung sind punktförmig auf Pfählen gelagerte Industrieböden aus Stahlfaserbeton. Die Platten werden zwar direkt auf das Planum betoniert, sind in ihrer Tragwirkung jedoch mit punktgestützten Platten (Flachdecken) im Hochbau vergleichbar, da der Boden im Gebrauchszustand als nichttragend angesetzt wird. In Gegenden mit gering tragfähigem Untergrund werden sie als wirtschaftliche Alternative zu Bodenverbesserungsmaßnahmen eingesetzt. In der hier betrachteten Mehrzahl der Anwendungsfälle handelt es sich um nicht sicherheitsrelevante Bauteile, die in die Sicherheitsklasse 1 einzuordnen sind.

Stahlfaserbetone mit zur Zeit praxisüblichen Fasergehalten von ca. 40 kg/m^3 sind sowohl bei Zug- als auch bei Biegebeanspruchung durch einen Lastabfall nach Erstrißbildung gekennzeichnet. Ohne zusätzliche Bewehrung ist die Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich Rißbreitenbeschränkung bei allgemeinen Zwangseinwirkungen rechnerisch nicht nachweisbar.

Die in Kapitel 3 vorgestellte sicherheitstheoretische Betrachtung ermöglicht die gezielte Bemessung auf ein mit Stahlbeton vergleichbares operatives Sicherheitsniveau. Dies bedeutet nicht, daß Stahlfaserbeton bei voller Anrechnung der Fasertragwirkung generell für die Anwendung bei tragenden Bauteilen geeignet ist, wenn entsprechende Teilsicherheitsbeiwerte γ_m zur Einhaltung eines operativen Sicherheitsniveaus eingeführt werden. Da das operative Sicherheitsniveau nicht direkt mit den tatsächlich auf der Baustelle erreichten Sicherheitsabständen gegenüber Versagen identisch ist und für Stahlfaserbeton verglichen mit der Bewehrungsabnahme bei Stahlbetonbauteilen derzeit weniger lückenlose Qualitätskontrollen möglich sind, sollte sich die Anwendung aus Sicht des Verfassers auf redundante Tragsysteme oder solche der Sicherheitsklasse 1 beschränken.

6.2 Materialmodell für die zweidimensionale Berechnung

6.2.1 Nachteile der elastischen Berechnung von Stahlfaserbetonbauteilen

Die elastische Berechnung allgemeiner plattenartiger Strukturen aus Stahlfaserbeton sowie in geringem Maße zusätzlich bewehrtem Stahlfaserbeton und die anschließende Dimensionierung der Stahlfaserbewehrung auf extremale Schnittgrößen unterschätzt die tatsächliche Tragfähigkeit, da Lastumlagerungen infolge lokalen Plastizierens nicht berücksichtigt werden. Eine pauschale Momentenumverteilung, ähnlich der bei statisch unbestimmten Systemen des Stahlbetonbaus, oder die rechnerische Abminderung der Steifigkeit einzelner Zonen für eine elastische Schnittgrößenermittlung ist bei Stahlfaserbeton aufgrund des unmittelbaren Übergangs vom elastischen zum vollplastischen Verhalten jedoch nicht möglich.

Für statisch unbestimmte Stahlfaserbetonbauteile ist somit eine elastische Schnittgrößenermittlung für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht geeignet. Wie in Kapitel 5.4 gezeigt wurde, liefert die Berechnung von Stahlfaserbetonbauteilen mit einem sehr einfachen elasto-plastischen Materialgesetz ausreichende Genauigkeiten. Die wirklichkeitsnahe nichtlineare Berechnung sollte deshalb in der Praxis verstärkt anstelle der elastischen Berechnung eingesetzt werden.

6.2.2 Elastisch-idealplastisches Materialmodell

Die elastisch-plastische Berechnung von Stahlfaserbetonbauteilen ermöglicht neben der Traglastermittlung, Verformungen und Lastumlagerungen in den jeweiligen Grenzzuständen zu bestimmen. Im Hinblick auf den Nachweis der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich Rißbildung und Durchbiegung erscheint eine solche Vorgehensweise interessant, sofern nicht gefordert wird, daß das Bauteil unter Gebrauchsbedingungen ungerissen bleiben soll.

Ideal elastisch-plastische Materialgesetze stellen eine Vereinfachung der in Kapitel 2.6 beschriebenen nichtlinearen Spannungs-Krümmungsbeziehungen dar. Für unterschiedliche Bewehrungskonzeptionen werden Beziehungen zur Ermittlung der Materialgesetze aus den am Biegezugversuch gemessenen Last-Verformungskurven vorgeschlagen. Als ingenieurmäßige Vereinfachung eignet sich ein solches Materialmodell ausschließlich für die Berechnung und Bemessung biegebeanspruchter Bauteile. Die Steifigkeit im Zustand I sowie die Tragfähigkeit im rechnerischen Bruchzustand werden exakt abgebildet.

Als Definition des rechnerischen Bruchzustands von biegebeanspruchten Stahlfaserbetonquerschnitten wird eine Grenzrißbreite von 2,0 mm vorgeschlagen. Bei 15 cm dicken Stahlfaserbetonbauteilen besteht eine gute Übereinstimmung der im Versuch gemessenen zugehörigen Grenztragfähigkeit mit dem Wert $\approx \beta_{BZ,3}$ nach DBV-Merkblatt [11].

Für andere Bauteildicken ist eine Umrechnung der plastischen Grenztragfähigkeit notwendig, sofern an 15 cm dicken Balken ermittelte Festigkeiten herangezogen werden. Auf Basis der Formel (2.5) wird in Anlehnung an den Model Code 90 [9] folgende Umrechnung empfohlen, die gemäß Darstellung in Bild 2.12 eine gute Übereinstimmung mit den Rechenergebnissen nach FEM liefert:

$$\alpha_1 = \frac{f_{ct,fl,h_2}}{f_{ct,fl,h_1}} = \left[\frac{h_1}{h_2} \right]^{0,7} \cdot \frac{25 + 1,5 \cdot h_2^{0,7}}{25 + 1,5 \cdot h_1^{0,7}} \tag{ 6.1 }$$

Bei Dicken über 30 cm fallen bei höheren plastischen Krümmungen die zugehörigen Grenzspannungen deutlich ab. Deshalb wird empfohlen, bei Bauteilen mit größeren Dicken keine vollplastische Bemessung durchzuführen.

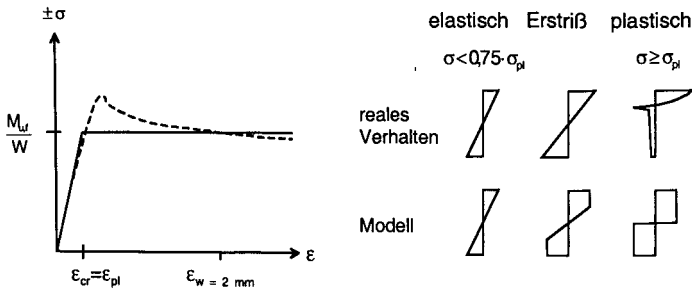


Bild 6.1: Elastisch-idealplastisches Materialmodell für Stahlfaserbeton

Da die vereinfachten Materialmodelle ausschließlich für Biegebeanspruchung gelten, werden die Kraftgrößen als bezogene Grenzbiegemomente M_{Wl}/W angegeben. In Bild 6.1 ist das reale und das idealisierte Materialverhalten für faserbewehrte Rechteckquerschnitte dargestellt.

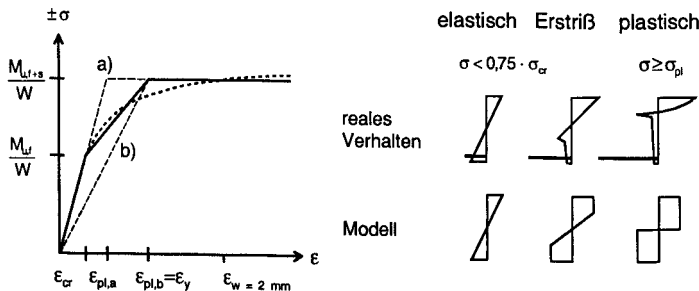


Bild 6.2: Materialmodell für betonstahlbewehrten Stahlfaserbeton

Das Biegetragverhalten kombiniert bewehrter Querschnitte kann nach Bild 6.2 durch eine trilineare Kennlinie abgebildet werden, deren Eckpunkte durch Erstrißbildung und Fließen der Bewehrung charakterisiert werden. Zur Ermittlung eines elastisch-idealplastischen Modells sollte unterschieden werden in Querschnitte, deren Gesamttragfähigkeit zum überwiegenden Teil auf der Faserbewehrung beruht und solche, die maßgeblich durch die Bewehrung beeinflusst werden. Entsprechend wird empfohlen, die mit a) bzw. b) bezeichneten Kennlinien zu verwenden. Alternativ kann eine Interpolation der angenommenen vollplastischen Grenzdehnung zwischen $\epsilon_{pl,a}$ und $\epsilon_{pl,b}$ erfolgen.

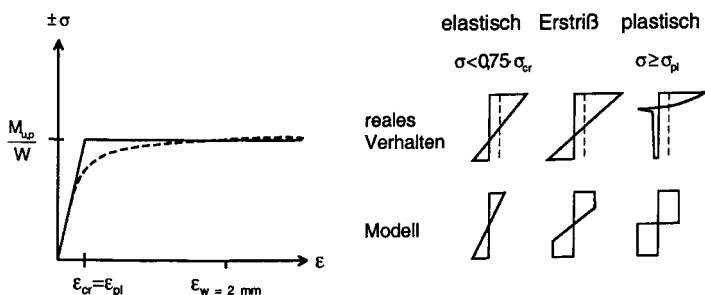


Bild 6.3: Materialmodell für vorgespannten Stahlfaserbeton

Das Materialmodell zentrisch vorgespannten Stahlfaserbetons ohne zusätzliche schlaife Bewehrung nach Bild 6.3 ähnelt dem des reinen Stahlfaserbetons. Der Einfluß der Vorspannung auf die Grenztragfähigkeit wird durch die Ermittlung des Grenzbiegemoments mittels der M-N-Interaktion berücksichtigt. Die Interaktion kann sowohl rechnerisch durch Integration der einachsialen Spannungs-Dehnungslinie als auch mittels des in Bild 3.7 dargestellten Interaktionsdiagrammes erfolgen. Auf direkte M-N-Biegezugprüfungen, wie in [11] und [49] vorgeschlagen, kann alternativ zurückgegriffen werden. Aufgrund der versuchsbedingten konstanten Lastexzentrität ist jedoch keine gezielte Vorgabe der Normaldruckkraft möglich.

6.2.3 Interaktion von Stahlfaserbewehrung und Betonstahl

Für kombiniert bewehrte Querschnitte konnte durch Versuche an Biegebalken belegt werden, daß die Grenztragfähigkeit überschätzt wird, wenn die separat gemessenen Traganteile von Stahlfaserbeton zu den Bemessungstragfähigkeiten von Stahlbeton addiert werden. Nach den in Kapitel 4.2.5 dargestellten Versuchen ergibt sich ein Abminderungswert infolge Interaktion der Faser- und Betonstahlbewehrung von $\alpha_{int} = 0,68$ auf den Stahlfaseranteil. Hier nicht dargestellte Untersuchungen mit TABIX-Stahlfasern ergaben eine geringere Abminderung des Anteils der Fasertragwirkung mit $\alpha_{int} = 0,98$. Solange nicht umfassendes Datenmaterial für eine Vielzahl der am Markt befindlichen Fasertypen hinsichtlich ihrer statischen Wirkung in Kom-

bination mit Bewehrung vorhanden ist, wird ein Abminderungswert in Abhängigkeit vom Traganteil der Faserbewehrung ρ_f empfohlen.

$$\rho_f = \frac{m_{pl,f}}{m_{pl,f} + m_{pl,s}} \quad (m_{pl,f} \text{ gemessen; } m_{pl,s} \text{ gemessen oder errechnet}) \quad (6.2)$$

$$\alpha_{int} = \sqrt[3]{\rho_f}; \quad \alpha_{int} \geq 0,65 \quad (6.3)$$

Bei lediglich lokal bewehrten plattenartigen Bauteilen ist der Einfluß der Faserwirkung in den durch Bewehrung verstärkten Zonen gering. Deshalb wird hier eine Abminderung nicht für erforderlich gehalten.

6.3 Ingenieurmodell auf Basis der Bruchlinientheorie

6.3.1 Allgemeines

Mit Hilfe der Bruchlinientheorie kann die plastische Grenztragfähigkeit biegebeanspruchter plattenartiger Tragwerke direkt ermittelt werden. Für die Anwendung der klassischen Theorie wird ein isotropes ideal elastisch-plastisches Materialgesetz vorausgesetzt. Eine Erweiterung zur Berücksichtigung orthotroper Platten ist beispielsweise in [55] beinhaltet.

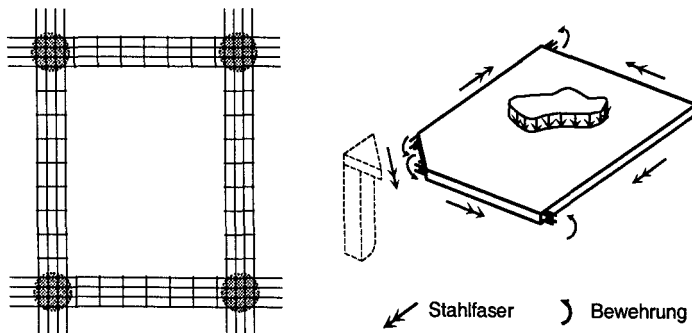


Bild 6.4: Stützstreifenbewehrung und Schnittbild mit Momentenschnittgrößen

Für die Berechnung lokal bewehrter Stahlfaserbetonbauteile ist eine Erweiterung für anisotrope Platten erforderlich. Wesentliches Merkmal der örtlichen Anisotropie ist, daß sich sowohl globale Versagensmechanismen unter Einbeziehen der Stützstreifen als auch lokale Mechanismen innerhalb der ausschließlich stahlfaserbewehrten Einzelfelder ausbilden können. Die sich aus den unterschiedlichen Mechanismen

ergebenden Fließlinienverläufe sind für ein Innenfeld von Platten mit orthogonalem Stützenraster für die Beanspruchungsart Gleichflächenlast in Bild 6.5 dargestellt.

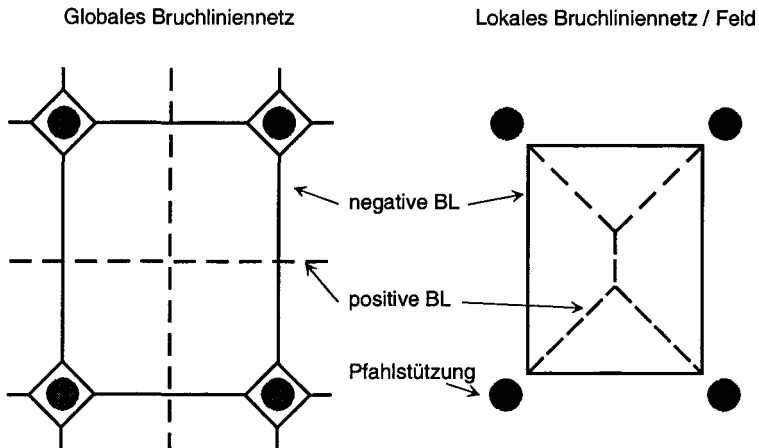


Bild 6.5: Fließlinienfiguren für örtlich bewehrte punktgestützte Faserbetonplatten

Das vorgestellte Tragmodell auf Basis der Bruchlinientheorie ist geeignet für die Ermittlung der Grenzbiegetragfähigkeit punktgestützter Stahlfaserbetonplatten mit schlaffer Stützstreifenbewehrung und orthogonalem Pfahlraster. Ein wesentliches Merkmal der Bruchlinientheorie ist die Annahme unbegrenzter Fähigkeit zur Momentenumlagerung bei entsprechend möglicher plastischer Rotation, so daß an allen Stellen plastischer Zonen der Querschnitt vollständig ausgenutzt ist. Bei mäßig dicken Stahlbetonplatten (bis ca. 30 cm) ist eine solche Rotationsfähigkeit in der Regel gegeben, Stahlfaserbetonplatten erfüllen die Forderung in jedem Fall, da sie unmittelbar nach Überschreiten der Biegezugfestigkeit ein plastisches Gelenk ausbilden.

Im vollplastischen Traglastzustand entkoppeln sich bei einachsig abtragenden Durchlaufsystemen die gegenseitigen Einflüsse der Belastung benachbarter Felder auf die Fließgelenkgeometrie und die Systemtragfähigkeit. Lediglich vorwiegend antisymmetrische Lasten können zur gegenseitigen Beeinflussung der Nachbarmfelder führen.

6.3.2 Globales Tragmodell für gleichmäßige Flächenlasten

Bei punktgestützten Platten und feldweise konstanten Flächenlasten können unabhängig von den Lastordinaten der einzelnen Felder aufbauend auf den Bruchliniengeometrien nach Bild 6.5 die maßgebenden Grenztragfähigkeitsbedingungen formuliert werden.

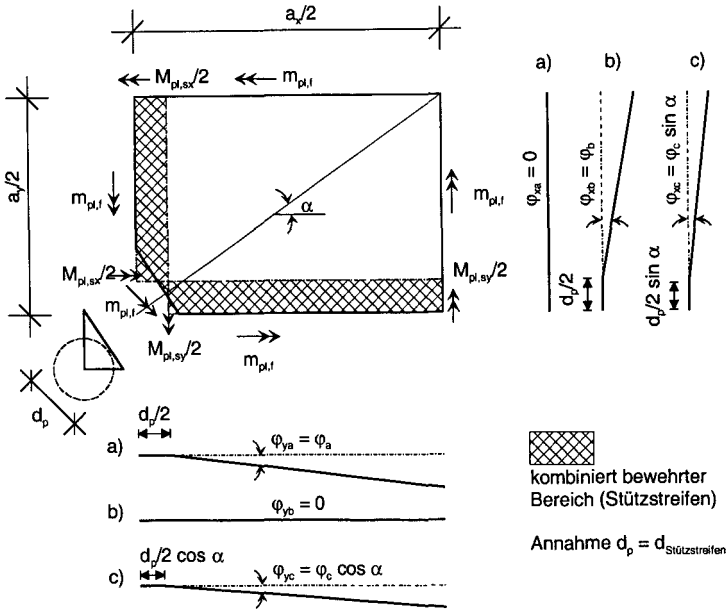


Bild 6.6: Bruchliniengeometrie punktgestützter Platten bei orthogonalem Raster

Der Fließlinienmechanismus von Innenfeldern einer Stahlfaserbetonplatte auf Stützen in orthogonalem Raster weist bei Ansatz eines globalen Fließlinienrasters zwei Freiheitsgrade auf. In Bild 6.6 sind die jeweils unabhängigen Freiheitsgrade über die virtuellen Drehwinkel φ_x und φ_y als Fall a und b dargestellt. Daneben existieren als Fall c bezeichnete davon abhängige Mischformen.

Die äußere Arbeit der angreifenden Flächenlast ergibt sich als Funktion der freien Winkel φ_x und φ_y zu:

$$\frac{W_a}{q} = \frac{a_x \cdot a_y}{16} \cdot [(a_x - 2d_p \cos \alpha) \cdot \varphi_y + (a_y - 2d_p \sin \alpha) \cdot \varphi_x] + \frac{1}{48} \cdot \frac{d_p^3}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha} \quad (6.4)$$

Die in den plastischen Zonen bei einer Winkelverdrehung (φ_x ; φ_y) geleistete innere Arbeit ist:

$$W_i = \varphi_x \cdot (a_x \cdot m_{pl,l} + M_{pl,sx}) + \varphi_y \cdot (a_y \cdot m_{pl,l} + M_{pl,sy}) \quad (6.5)$$

Unter Einführung der nachstehenden geometrischen und mechanischen Verhältnisse können die Gleichungen (6.4) und (6.5) vereinfacht und über Gleichsetzen innerer und äußerer Arbeit nach der Grenzflächenlast q_u aufgelöst werden.

Das Seitenverhältnis des Stützenrasters wird gemäß Bild 6.6 mit ε bezeichnet. Das Verhältnis der Tragwirkungen aus Faserbewehrung und Betonstahlbewehrung wird über ein bezogenes mechanisches Bewehrungsverhältnis für beide Achsrichtungen definiert:

$$\rho_{pl,x} = \frac{M_{pl,sx}}{m_{pl,f} \cdot a_x} \quad (6.6)$$

$$\rho_{pl,y} = \frac{M_{pl,sy}}{m_{pl,f} \cdot a_x} \cdot \frac{1}{\varepsilon} \quad (6.7)$$

Zur Beschreibung der Relation von Stützweite und Stützendurchmesser d_p wird ξ definiert. Bei quadratischen Stützen kann d_p als Seitenlänge betrachtet werden. Als relative Bezugsgröße für die Stützweite wird die Diagonale des jeweiligen Feldes herangezogen, so daß sich ein geometrischer Verhältniswert ξ von Stützweite und Stützenabmessung wie folgt ergibt:

$$\xi = \frac{d_p}{\sqrt{a_x^2 + a_y^2}} \quad (6.8)$$

Wenn die Stützenabmessungen verglichen mit den Spannweiten gering sind ($\xi < 1/20$), kann hinsichtlich Biegebeanspruchung eine punktuelle Stützung angenommen werden. Dann ergibt sich für das orthogonale Stützen- und Bewehrungsraster bei beliebiger Kombination der Freiheitsgrade φ_x und φ_y eine monotone Funktion für die Tragfähigkeit q in Abhängigkeit des Verhältnisses φ_x/φ_y . Für $\xi = 0$ ermittelt sich das Minimum von q bei einachsig verlaufenden Fließlinien zu:

$$q_u = \min \{ q(\varphi_x = 0); q(\varphi_y = 0) \} \quad (6.9)$$

Bei $\xi \geq 1/20$ ist es sinnvoll, den erhöhenden Einfluß der Stützenabmessungen auf die Traglast rechnerisch in Ansatz zu bringen. In diesem Falle ist die Grenztragfähigkeit q_u durch Bestimmung des Minimums aller Kombinationen von φ_x und φ_y zu ermitteln.

Durch Beziehen der beiden Winkelkomponenten auf einen tangentialen Drehwinkel φ und den geometrischen Fallwinkel α , der die Richtung des stärksten Gefälles beschreibt, ergibt sich über die Beziehungen

$$\varphi_y = \varphi \cdot \cos \alpha \quad (6.10)$$

$$\varphi_x = \varphi \cdot \sin \alpha \quad (6.11)$$

und Elimination von φ die Bestimmungsgleichung für q :

$$q = \frac{48 \cdot m_{pl,f}}{a_x^2} \cdot \frac{\sin \alpha + \varepsilon \cdot \cos \alpha + \rho_x \sin \alpha + \varepsilon \cdot \rho_y \cos \alpha}{3 \cdot \varepsilon \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha) - 6 \cdot \varepsilon \cdot \xi \cdot \sqrt{1 + \varepsilon^2} \cdot (\cos^2 \alpha + \varepsilon \cdot \sin^2 \alpha) + \frac{\xi^3 \cdot (1 + \varepsilon^2)^{3/2}}{\cos \alpha \cdot \sin \alpha}} \quad (6.12)$$

Die Grenztragfähigkeit bei Ansatz eines globalen Fließlinienmodells ergibt sich als minimaler Wert q nach Gleichung (6.12) unter Variation des Freiwertes α im Intervall von $0 < \alpha < 90^\circ$.

$$q_{u, glob} = \min[q(\alpha)] \quad (6.13)$$

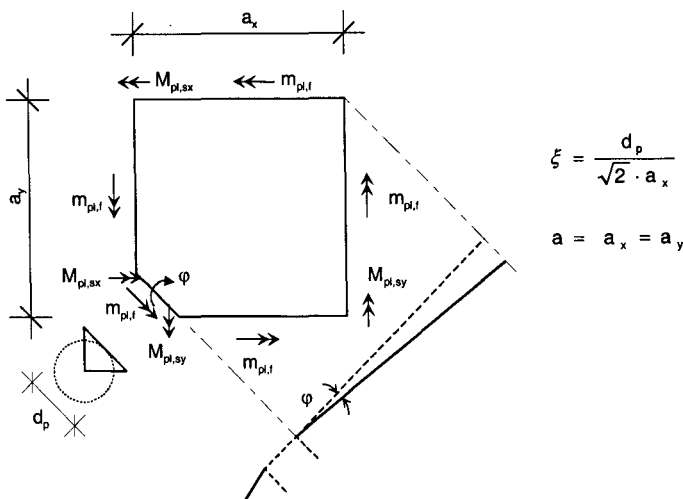


Bild 6.7: Bruchlinien und plastische Momente bei quadratischem Raster

Bei quadratischem Raster und gleicher Stützstreifenbewehrung in beiden Achsrichtungen ergibt sich das Minimum von q bei einem zugehörigen Fallwinkel von $\alpha = 45^\circ$, womit sich Gleichung (6.12) stark vereinfacht.

$$q_{u, glob} = \frac{48 \cdot m_{pl,f}}{a^2} \cdot \frac{1 + \rho_{pl}}{3 - 6\xi + 4\xi^3} \quad (6.14)$$

6.3.3 Lokales Tragmodell

Die konzentrierte Betonstahlbewehrung in den Stützstreifen beeinflusst gemeinsam mit der Stahlfaserbewehrung das globale Tragverhalten stark. Im voranstehenden Kapitel wurde bei der Ermittlung der globalen Grenztragfähigkeit unterstellt, daß sich die örtlich vorhandene zusätzliche Bewehrung nur auf den Absolutwert der Grenztragfähigkeit auswirkt, den Versagensmechanismus selbst jedoch nicht beeinflusst. Mit steigender Tragfähigkeit der Stützstreifen im Verhältnis zur Tragfähigkeit der

Für das in Bild 6.8 dargestellte Innenfeld ergeben sich die bezogenen inneren und äußeren Arbeiten zu:

$$W_i = 4 \cdot a_v \cdot m_{plf} \cdot (\varepsilon \cdot \varphi_1 + \varphi_2) \quad (6.16)$$

$$\varphi_1 \cdot \frac{1}{2} \mathbf{a}_x = \varphi_2 \cdot \eta_v \cdot \varepsilon \cdot \mathbf{a}_x \quad (6.17)$$
$$q_{u,loc} = \frac{m_{pl,f}}{a^2} \cdot \lambda_{min} \quad (6.18)$$

- 109 -

$$\lambda = 24 \cdot \frac{2 + \frac{1}{\mu_y \cdot \varepsilon^2}}{6 - 4 \cdot \eta_y} \quad (6.19)$$

$$\frac{\partial \lambda}{\partial \eta_y} = 0 \quad (6.20)$$

Die Bestimmung des Minimalwerts λ_{\min} kann numerisch oder über die Bildung der partiellen Ableitung nach Gleichung (6.20) erfolgen. Für ein quadratisches Raster und $\varepsilon = 1$ ergibt sich ein Wert $\lambda_{\min} = 48$ bei zugehörigem $\eta_y = 0,5$.

6.3.4 Berücksichtigung beliebiger Laststellungen und Geometrie

Von Flächenlasten abweichende Beanspruchungen können sich nicht nur auf den Absolutwert der Grenztragfähigkeit auswirken, sondern auch zu anderen Fließlinienformen führen. Die vereinfachte Betrachtung nur eines Feldes ist dann nicht mehr generell möglich. Bei überwiegend konstanten Flächenlastanteilen und geringen zusätzlich angreifenden Einzellasten kann empfohlen werden, eine auf der sicheren Seite liegende Umrechnung der Einzellasten in äquivalente Ersatzflächenlasten durchzuführen. Stimmt das maßgebende Fließlinienmodell infolge Einzellastbeanspruchung mit dem aus konstanter Flächenlast überein, so wird die äquivalente Ersatzflächenlast über das Gleichsetzen der äußeren Arbeiten der Lasten ermittelt.

Die Plattenberandung ist ein Sonderfall, der vom Rechteckinnenfeld abweicht. Die Ränder können frei auskragen oder auf Randbalken aufliegen. Aufgrund der fehlenden Einspannung in benachbarte Felder ergeben sich keine symmetrischen Fließlinien. Daher ist eine gesonderte Betrachtung anzustellen.

Für die praktische Anwendung hat der Verfasser in [25] eine entsprechende Auswertung der maßgebenden Fließlinien für randgelagerte Platten durchgeführt.

6.4 Vergleich der Ingenieurmodelle

Die vorgestellten Ingenieurmodelle zur nichtlinearen zweidimensionalen Finite-Element-Berechnung sowie zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit auf Basis der Bruchlinientheorie werden anhand der Berechnung einer örtlich bewehrten punktgestützten Stahlfaserbetonplatte miteinander verglichen. Hierzu wird ein quadratisches Innenfeld unter Gleichflächenlast betrachtet. In Bild 6.9 sind die Abmessungen des behandelten Systems anhand des Elementnetzes eines Viertelausschnitts des Innenfelds dargestellt.

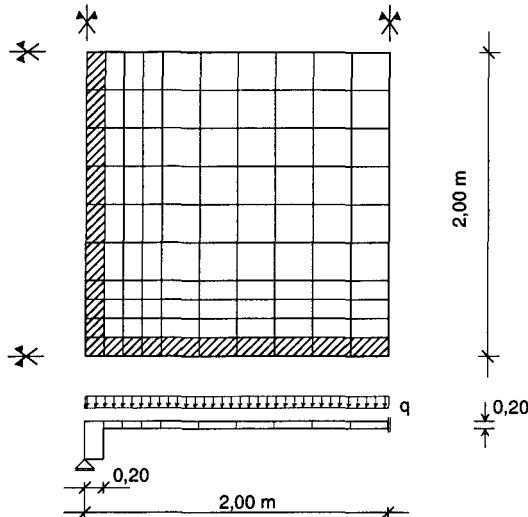


Bild 6.9: Elementnetz mit Systemabmessungen

Das System ist in zweidimensionale Plattenelemente eingeteilt, denen unterschiedliche nichtlineare Eigenschaften zugewiesen sind. Die nicht angelegten Elemente entsprechen dem Stahlfaserbeton im Feld, die schraffierten Elemente repräsentieren die zusätzlich durch Betonstahl bewehrten Stützstreifen. Die Stützstreifenbewehrung wird im Feld und über der Stütze als konstant angenommen.

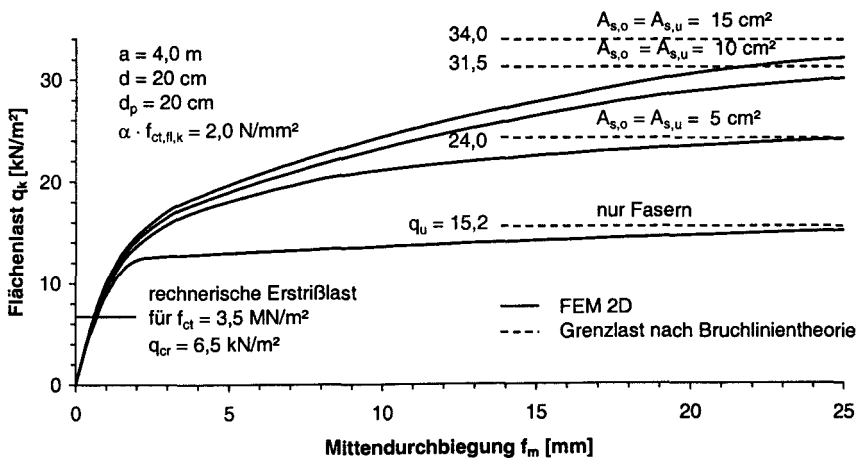


Bild 6.10: Verformungsverhalten und Grenztragfähigkeit

Die Parameterberechnung wird mit ANSYS durchgeführt. Neben einer ausschließlich faserbewehrten Platte werden drei unterschiedliche Bewehrungsgrade der Stützstreifen untersucht.

Bei Annahme einer Biegezugfestigkeit des Betons von $f_{ct,fl} = 3,5 \text{ MN/m}^2$ ergibt sich für alle Bewehrungsarten die Erstrißlast nach elastischer Rechnung zu $q_{cr} = 6,5 \text{ kN/m}^2$. Sie liegt somit geringfügig über der Eigengewichtslast von $g_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$. Die Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung und der Vergleich mit den Grenztragfähigkeiten nach Bruchlinientheorie sind in Bild 6.10 dargestellt. Der Berechnung liegen charakteristische Werte zugrunde.

Bei Laststeigerung über die Erstrißlast hinaus verhalten sich alle Platten im Modell zunächst gleich. Die Stahlfaserbetonplatte ohne zusätzliche Bewehrung bildet bei einer Belastung von etwa 9 kN/m^2 ihre Fließlinien aus. Die auf die Mittendurchbiegung bezogene Systemsteifigkeit fällt abrupt ab. Die nach Bruchlinientheorie ermittelte Grenzlaster wird rechnerisch bei einer Vertikalverformung von 25 mm erreicht.

Die drei kombiniert bewehrten Platten zeichnen sich durch einen fließenden Übergang der Systemsteifigkeit von Zustand I in den Zustand II aus. Erst bei größeren Verformungen beeinflußt die Bewehrungsmenge nennenswert das Tragverhalten. Die nach Bruchlinientheorie ermittelten Grenzlaster werden bei höheren Bewehrungsgraden bei größeren zugehörigen Verformungen erreicht.

Werden lastseitige Teilsicherheitsbeiwerte gemäß Eurocode 2 sowie ein Material-sicherheitsbeiwert von $\gamma_t = 1,5$ auf die Faserwirkung angenommen, so ergeben sich globale Sicherheitsbeiwerte in der Größenordnung von 2. Bei einer Bemessung des dargestellten Systems im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung eines globalen Sicherheitsfaktors von 2 ergibt sich nach Bild 6.10 unter Gebrauchslasten bei allen untersuchten Bewehrungsvarianten eine hinreichend geringe Verformung des Systems. Durchstanzen ist für die gewählten Systeme nicht maßgebend.

6.5 Sicherheitskonzept

6.5.1 Anwendungsgebiete

Die Grenztragfähigkeit punktweise gestützter Stahlfaserbetonplatten mit zusätzlicher lokal eingebauter Bewehrung kann mittels des vorgestellten Fließlinienmodells aus der minimalen Bruchlast bei Ansatz eines globalen sowie eines lokalen Versagensmechanismus ermittelt werden:

$$q_u = \min(q_{u, \text{glob}}; q_{u, \text{loc}}) \quad (6.21)$$

Für orthogonal begrenzte Innenfelder sind im Abschnitt 6.3 auf Basis der für örtlich bewehrte Faserbetonplatten erweiterten Bruchlinientheorie Formeln zur Ermittlung

der maßgebenden Bruchmechanismen und der dazugehörigen Grenztragfähigkeiten dargestellt.

Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist die Einführung eines Sicherheitskonzepts erforderlich. Im Hinblick auf eine möglichst anwendungsfreundliche Konzeption wird ein semiprobabilistisches Verfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten gewählt. Da die allgemeine Anwendung im Hochbau derzeit nicht empfohlen werden kann, wird hinsichtlich der vorgesehenen Anwendung als Industrieboden auf Pfählen ein auf die Nutzung abgestimmtes Sicherheitsniveau in Anlehnung an EC 1 vorgeschlagen:

- a) Sicherheitsklasse 1:
Allgemeine Nutzung einer ebenerdig betonierten Bodenplatte auf Pfählen, bei der aus dem Versagen der Platte keine Gefahr für Leib und Leben ausgeht.
- b) Sicherheitsklasse 2:
Nutzung eines Bodens der Sicherheitsklasse 1 durch Einbauten, deren Stabilität bei Versagen der nur stahlfaserbewehrten Platteninnenfelder beeinträchtigt ist (z.B. Hochregalläger).
- c) andere Anwendungen, z.B. aufgeständerte Böden, können beim derzeitigen Kenntnisstand nicht zur Ausführung in Stahlfaserbeton empfohlen werden.

Es sei darauf hingewiesen, daß aus baurechtlicher Sicht in Deutschland für Anwendungen mit Ausnahme der unter a) beschriebenen Fälle derzeit grundsätzlich eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich ist.

6.5.2 Teilsicherheitsbeiwerte und charakteristische Werte für Stahlfaserbeton

Das den Eurocodes zugrunde liegende Sicherheitskonzept wird für den Werkstoff Stahlfaserbeton erweitert. Gegenüber unbewehrtem Beton wird die Arbeitslinie des Stahlfaserbetons auf der Druckseite nicht verändert.

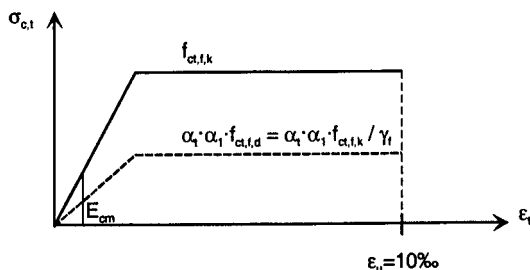


Bild 6.11 Spannungs-Dehnungsline des zugbeanspruchten Stahlfaserbetons

Für zugbeanspruchten Stahlfaserbeton wird zur Bemessung eine bilineare Arbeitslinie gemäß Bild 6.1 definiert. Der Wert der Zugfestigkeit im Zustand II $f_{ctk,II}$ sowie der

fiktiven Biegezugfestigkeit $f_{ctk,fl,II}$ ergibt sich aus der im Biegezugversuch an Balken nach DBV-Merkblatt Tunnelbau [11] gemessenen Kraftgröße bei zugehöriger Rißbreite von $w_{cr,u} = 2,0$ mm. Aufgrund guter Übereinstimmung mit dem Wert äqu $\beta_{BZ,3}$ kann für 15 cm starke Bauteile auch dieser zugrunde gelegt werden. Für die Querschnittsanalyse wird in Anlehnung an EC 2 eine fiktive Grenzdehnung im rechnerischen Bruchzustand von $\varepsilon_u = 10$ ‰ zugrunde gelegt.

Die sich daraus ergebende Spannungs-Dehnungsline ist in Bild 6.11 dargestellt. Der Rechenwert der Nachrißzugfestigkeit ermittelt sich aus dem charakteristischen Wert der Nachrißzugfestigkeit, dem Beiwert $\alpha_t = 0,8$ zur Berücksichtigung des Dauerstandverhaltens, dem Höheneinflußfaktor α_1 der Gleichung (6.1) und dem Teilsicherheitsbeiwert γ_f für zugbeanspruchten Stahlfaserbeton zu:

$$f_{ct,d} = f_{ct,k} \cdot \alpha_t \cdot \alpha_1 / \gamma_f \quad (6.22)$$

In EC 2 sind alle Teilsicherheitsbeiwerte unabhängig von der tatsächlichen Bemessungssituation auf die Sicherheitsklasse 2 abgestimmt. Für Stahlfaserbeton wird in Abhängigkeit der in Kapitel 6.5.1 genannten Nutzung nach Sicherheitsklasse 1 und 2 unterschieden. Eine Übersicht über die Teilsicherheitsbeiwerte ist in Tabelle 6-1 dargestellt. Die darin enthaltenen Beiwerte γ_f sind nicht auf den Hochbau allgemein übertragbar.

Tabelle 6-1: Teilsicherheitsbeiwerte γ_M in Anlehnung an EC 2

γ_M für Baustoffeigenschaften, Grundkombination		
γ_c	1,50	Beton / Stahlfaserbeton (Druck)
γ_s	1,15	Betonstahl, Spannstahl
Industrieböden auf Pfählen, Anwendungsfall a)		
γ_f	1,50	Stahlfaserbeton (Zug)
Industrieböden auf Pfählen, Anwendungsfall b)		
γ_f	2,10	Stahlfaserbeton (Zug)

Für beide Anwendungsfälle a) und b) bleiben die Teilsicherheitsfaktoren mit Ausnahme von γ_f konstant.

6.6 Bewertung hinsichtlich des Sicherheitsniveaus

Die sicherheitstheoretische Betrachtung des vorgestellten Bemessungskonzepts für lokal bewehrte punktgestützte Stahlfaserbetonplatten baut auf den Darstellungen des Kapitels 3.5 über die operative Sicherheit von Bauteilen aus Stahlfaserbeton mit und ohne zusätzlicher Bewehrung auf.

Die Ermittlung des Sicherheitsniveaus wird bauteilbezogen durchgeführt. Als Basis dafür dient der vollplastische Grenzzustand. Die Zulässigkeit dieser Annahme konnte mittels der durchgeführten nichtlinearen Modellrechnungen und Bauteilversuche

bestätigt werden. Es wird unterstellt, daß Schubversagen (Durchstanzen) das Biegetragverhalten nicht nennenswert beeinflusst und nicht maßgebend ist.

Die Grenzzustandsgleichung g für die Sicherheitsanalyse wird auf Basis der am System geleisteten Arbeit definiert:

$$g_j = W_i - W_a \quad (6.23)$$

Mit dem Index j wird die jeweilige Bruchlinienform bezeichnet. Die maßgebende Bruchform stellt sich als minimale Größe g im Bemessungspunkt dar.

$$g = \min (g_j) \quad (6.24)$$

Damit gilt für die Versagenswahrscheinlichkeit und den daraus abgeleiteten operativen Sicherheitsindex des Systems hinsichtlich Momentenbeanspruchung:

$$p_f = p \{ g \leq 0 \} \quad (6.25)$$

$$\beta = -\Phi^{-1} (p_f) \quad (6.26)$$

Da das vorgestellte Ingenieurmodell unabhängig von den tatsächlichen Traganteilen der Faser- und Betonstahlbewehrung konstante Teilsicherheitsbeiwerte für die Faserbewehrung verwendet, sind die operativen Sicherheiten vom Verhältnis der Anteile aus Faser und Betonstahlbewehrung sowie in besonderem Maße vom Systemverhalten abhängig.

Tabelle 6-2: Parameter der Sicherheitsbetrachtung

Freiwert	Bemes- sungswert	Teilsicher- heitsbeiw. γ	Mittelwert μ	Standard- abweichg. σ
Raster a [m]	4,00	-	4,00	0,05
Pfahl- \emptyset [m]	0,25	-	0,25	0,01
Dicke [m]	0,25	-	0,25	0,0075
Betondeckung [m]	0,030	-	0,035	0,005
Streckgrenze [N/mm ²]	500,0	1,15	560,0	30,0
Druckfestigkeit [N/mm ²]	35,0	1,5	43,0	5,0
$f_{ct,fl,II}$ [N/mm ²]	1,69	1,5 / 1,8 / 2,1	2,480	0,496

Die maßgebende Versagensart wirkt sich primär auf die Sicherheit aus, die nur in geringem Maße von der absoluten Höhe der Beanspruchung abhängt. Ist Versagen bei globaler Bruchlinienform maßgebend, so wirken sich sowohl Stahlfasern und Betonstahl auf die operative Sicherheit aus. Tritt lokales Versagen der inneren abschließlich faserbewehrten Felder auf, so ist die Sicherheit maßgeblich von der Stahlfaserbewehrung abhängig.

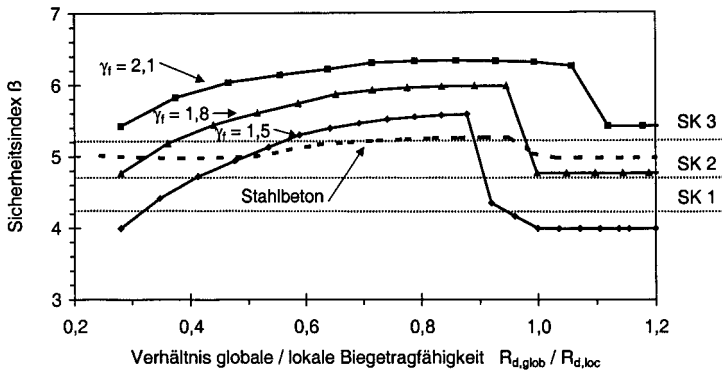


Bild 6.12: Operatives Sicherheitsniveau in Abhängigkeit der Versagensart

Das entwickelte Ingenieurmodell wird im Hinblick auf die erreichte operative Sicherheit an dem in Tabelle 6-2 beschriebenen System eines Innenfelds einer punktwise gestützten und in den Stützstreifen bewehrten Stahlfaserbetonplatte überprüft. Das Sicherheitsniveau ist in Bild 6.12 in Abhängigkeit des gewählten Teilsicherheitsbeiwerts die Stahlfaserwirkung γ_t und des Verhältnisses der globalen und lokalen rechnerischen Grenztragfähigkeit dargestellt.

Die Linien beginnen bei einem Verhältniswert $R_{d,glob} / R_{d,loc} = 0,28$, der einer ausschließlich faserbewehrten Platte entspricht. In Abhängigkeit der Teilsicherheitsbeiwerte γ_t wird $R_{d,glob} / R_{d,loc} = 1$ bei einer Stützstreifenbewehrung von $A_s = 9$ bis 14 cm^2 und zugehörigen Grenztragfähigkeiten für Flächenlasten von $q_{Rd} = 21$ bis 30 kN/m^2 erreicht. Eine weitere Erhöhung der Stützstreifenbewehrung hat weder auf die Traglast noch auf die Sicherheit einen Einfluß, da lokales Versagen maßgebend wird, welches ausschließlich durch die Faserbewehrung beeinflusst wird. Erwartungsgemäß stellt sich das gleiche Sicherheitsniveau wie bei der nicht zusätzlich bewehrten Platte ein.

Bei einer flächig mit $1 \text{ cm}^2/\text{m}$ oben und unten bewehrten Stahlbetonplatte mit sonst gleicher Stützstreifenbewehrung ergibt sich bei ähnlichen Absolutwerten der Grenztragfähigkeit einen wesentlich konstanteren Verlauf des Sicherheitsindex. Die nennenswerte Erhöhung der Sicherheit durch Zusammenwirken bei beiden unterschiedlichen Bewehrungen tritt nicht auf.

Es wird gezeigt, daß mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_t = 1,5$ für ausschließlich stahlfaserbewehrte Systeme die Sicherheitsklasse 1 mit $\beta_1 = 4,2$ nicht erreicht wird. Eine geringe zusätzliche Stützstreifenbewehrung reicht jedoch aus, um in Kombination mit Stahlfasern die Sicherheitsanforderungen für die Mehrzahl der Industrieböden einzuhalten.

Für in Sicherheitsklasse 2 einzuordnende Industrieböden können mit $\gamma_f = 1,5$ für bestimmte Bewehrungsverhältnisse und $R_{d, glob} / R_{d, loc} \approx 0,5$ ausreichende Sicherheiten nachgewiesen werden. Sofern bei der Bemessung keine Ermittlung des tatsächlichen operativen Sicherheitsniveaus durchgeführt wird, sollten die Teilsicherheitsbeiwerte auf ein Maß angehoben werden, bei dem in jedem Bemessungsfall eine mit der Ausführung in Stahlbeton vergleichbare Sicherheit gewährleistet ist. Nach der Darstellung in Bild 6.12 wird unter Hinweis auf die Aussagen in Kapitel 6.5.1 $\gamma_f = 2,1$ empfohlen.

6.7 Gebrauchstauglichkeit lokal bewehrter Faserbetonplatten

Das vorliegende sicherheitsorientierte Nachweiskonzept bezieht sich auf die Grenzzustände der Tragfähigkeit. Die Stahlfaserbewehrung wird im gerissenen Zustand als statisch mitwirkend zur Bemessung herangezogen.

Unter Beachtung der Aspekte Sicherheit und Wirtschaftlichkeit werden sich punktgestützte, örtlich mit Betonstahl bewehrte Stahlfaserbetonplatten auf Anwendungen des Industriebodenbaus konzentrieren. Auch wenn solche Bauteile in der Regel in die Sicherheitsklasse 1 gemäß EC 1 einzuordnen sind, stellen die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit in Abhängigkeit von den Nutzungsbedingungen ein wichtiges Bemessungskriterium dar.

Mit den vorgesehenen praxisüblichen unterkritischen Fasergehalten von ca. 40 kg/m³ oder 0,51 Vol-% ist es nicht möglich, Rißbreiten infolge Zwang effektiv zu begrenzen. Für kombiniert bewehrte zugbeanspruchte Querschnitte zeigen Vißmann [68] und Hartwich [30], daß die Rißbreiten beschränkende Wirkung primär von der Bewehrung ausgeht. Die Stahlfasern bewirken eine Verringerung der Rißbreite durch Herabsetzen der effektiv frei werdenden Kräfte im Riß und bei hohen Fasergehalten durch ihren Einfluß auf die Verbundeigenschaften zwischen Beton und Betonstahl.

Verglichen mit den zur effektiven Rißbreitenbeschränkung erforderlichen Bewehrungsgraden sind Industrieböden in der Regel wesentlich geringer bewehrt. Auch fugenlose Böden werden zunehmend nur konstruktiv oder nur für die auftretende Lastbeanspruchung bemessen. Diesem Konzept liegt der abwägende Gedanke zugrunde, Risse zu tolerieren und Fugen zu vermeiden. Auf eine Mindestbewehrung wird aus wirtschaftlichen Gründen verzichtet. Die Angabe einer operativen Sicherheit in Bezug auf den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich Rißbildung ist aufgrund der Vielzahl an einfließenden Parameter, insbesondere nicht abzuschätzender Baustellenbedingungen, nicht möglich.

Die direkte Übertragung dieses Grundsatzes auf die Konstruktionsweise von Industrieböden auf Pfählen ist nicht möglich. Auch wenn keine besonderen Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit gestellt werden, wird empfohlen, folgende konstruktive Grundsätze zu berücksichtigen, damit zumindest in den stark

lastbeanspruchten Zonen ein Mindestmaß an Gebrauchstauglichkeit erreicht werden kann:

- Einhaltung einer Mindestbewehrung für überwiegende Biegung in den pfahlnahen Zonen mit negativem Biegemoment
- Begrenzung der Stahlspannungen der Betonstahlzulage über den Stützen unter Gebrauchslasten
- Nachweis, daß in den nur faserbewehrten Feldern die maximale Lastschnittgröße durch die Stahlfaserbewehrung ohne Umlagerungen aufgenommen werden kann

Bei Einhaltung der genannten konstruktiven Grundsätze wird gewährleistet, daß mit einem kombiniert bewehrten Industrieboden auf Pfählen ein mit gebetteten faserbewehrten Bauteilen mindestens vergleichbares Gebrauchstauglichkeitsniveau erzielt werden kann.

6.8 Bemessungsdiagramm für pfahlgestützte Industrieböden

Für die praktische Abschätzung der Tragfähigkeit kombiniert bewehrter Industrieböden auf Pfählen wird für den Sonderfall des quadratischen Innenfelds unter Flächenlast ein Bemessungsdiagramm entwickelt, in das alle maßgebenden Parameter eingearbeitet sind:

- Stützenraster
- Plattendicke
- Last
- Stahlfaserbeton-Tragfähigkeit

Das in Bild 6.13 abgebildete Diagramm stellt die o.a. Größen zueinander in Relation. In das Diagramm sind bereits die Teilsicherheitsbeiwerte in Anlehnung an den Eurocode sowie ein Teilsicherheitsbeiwert auf die statische Wirkung der Stahlfaserbewehrung von $\gamma_t = 1,5$ eingearbeitet.

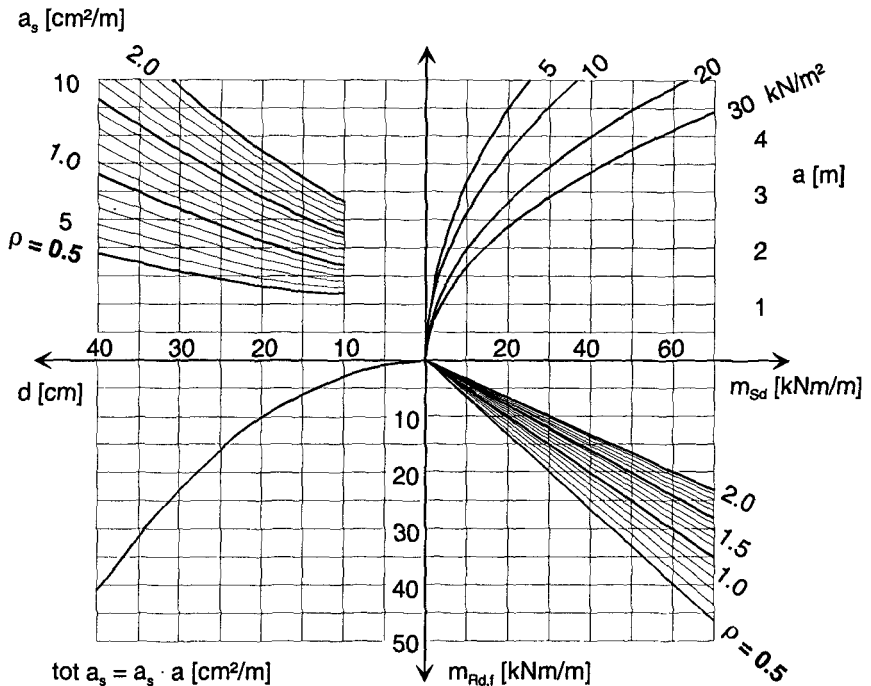


Bild 6.13: Bemessungsdiagramm für pfahlgestützte Bodenplatten

Im 1. Quadranten ist die Momentenbeanspruchung in Abhängigkeit vom Rastermaß und der Flächenlast aufgetragen. Die unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte des EC 2 für Eigengewichts- und Verkehrslasten werden durch eine Abschätzung der vorhandenen Eigengewichtslast der Konstruktion berücksichtigt. Für eine Verkehrslast von $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$ wird das Eigengewicht einer 20 cm starken Platte zugrunde gelegt. Die berücksichtigte Plattendicke wird linear bis auf 30 cm für $q_k = 30 \text{ kN/m}^2$ erhöht. Die Eigengewichtslasten sind bereits in der Kurvenschaar berücksichtigt.

In der aufgetragenen Funktion für die Momentenbeanspruchung ist die Stützengeometrie nicht berücksichtigt. Um die traglaststeigernde Wirkung der Stützen zu berücksichtigen, kann der im 1. Quadranten ermittelte Wert m_{sd} durch Multiplikation mit dem Korrekturfaktor κ abgemindert werden:

$$\kappa = \frac{3 - 6\xi + 4\xi^3}{3} \quad (6.27)$$

Im 2. Quadranten ist der erforderliche wirksame Traganteil ρ der Bewehrung in Relation zur Beanspruchung m_{sd} und der Beanspruchbarkeit infolge ausschließlicher Faserwirkung m_{fd} aufgetragen.

Der 3. Quadrant beinhaltet die Auswertung der Beanspruchbarkeit eines Stahlfaserbetonquerschnitts auf Biegung. Die Wirkung der Stahlfasern wurde mit $f_{ctk,fl,l} = 2,7 \text{ MN/m}^2$ zugrunde gelegt. Dieser Wert wird üblicherweise mit einem C 30/37 und 40 kg/m^3 Stahldrahtfasern mit $l/d = 60/0.75 \text{ mm}$ erreicht.

Im 4. Quadranten ergibt sich die erforderliche Zulagebewehrung über das im 2. Quadranten ermittelte Tragfähigkeitsverhältnis ρ . Die erforderliche Gesamtbewehrung wird durch Multiplikation der abgelesenen Flächenbewehrung mit dem Pfahlraster a bestimmt. Diese Bewehrung ist die Summe der in jeden Stützstreifen einzulegenden unteren und oberen Bewehrungsmenge. Dem Bemessungsalgorithmus liegen vereinfachend gleiche Stahlquerschnitte der oberen und unteren Bewehrungslage zugrunde, da keine Wichtung der Bewehrungsverteilung der einzelnen plastischen Gelenke durch die Anwendung der Bruchlinientheorie stattfindet. Es empfiehlt sich jedoch, ein Verhältnis von Stütz- und Feldbewehrung von ca. 0,7/0,3 zu wählen.

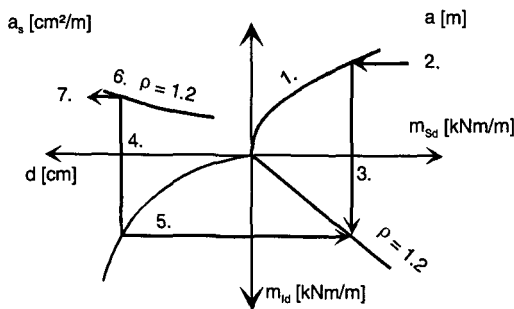


Bild 6.14: Anwendungsschema zum Bemessungsdiagramm

Die einzelnen Schritte zur Anwendung des Diagramms sind in Bild 6.14 dargestellt. Neben der Bemessung kann das Diagramm auch rückwärts zur Bestimmung der Tragfähigkeit eines gewählten Querschnitts verwendet werden. Somit eignet es sich als ideales Kontrollinstrument für die rechnergestützte Bemessung.

Das Bemessungsdiagramm ist universell verwendbar. Durch Anpassen des 1. Quadranten können andere statische Systeme eingearbeitet werden. Andere Stahlfaserbetonqualitäten bedingen veränderte Tragfähigkeiten. Sie können durch Anpassung der Kennlinie im 3. Quadranten berücksichtigt werden.

7 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit werden die Grundlagen zur sicherheitsorientierten Bemessung von Stahlfaserbetonbauteilen mit und ohne zusätzlicher Bewehrung erarbeitet. Dazu wird eine eigenständige Definition des rechnerischen Bruchzustands vorgeschlagen und mit den bruchmechanischen Ansätzen der Richtlinien und Merkblätter für Stahlfaserbeton verglichen.

In Anlehnung an die Grundlagen zur Bemessung von Stahlbetonbauteilen werden die Einflüsse der Traganteile von Beton und Stahlfaserbewehrung getrennt betrachtet und der rechnerische Bruchzustand für zug- und biegebeanspruchte Stahlfaserbetonbauteile bei einer zugehörigen Rißbreite von 2,0 mm definiert.

Bruchmechanische Betrachtungen eignen sich zur Beschreibung des Tragverhaltens ausschließlich faserbewehrter biegebeanspruchter Bauteile. Für Nachweise der Grenztragfähigkeit zug- und biegebeanspruchter Bauteile sollte auf die Berücksichtigung bruchenergetischer Anteile verzichtet werden, da diese Effekte wie in Bild 7.1 dargestellt mit zunehmender Verformung abklingen.

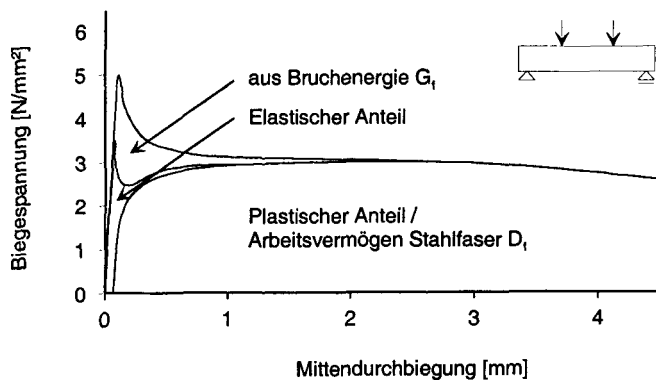


Bild 7.1: Rechnerische Traganteile eines Biegebalkens bei Ansatz der Materialgesetze aus einachsialen Zugversuchen

Versuche an 71 gleichen Biegebalken werden herangezogen, um statistisch abgesichertes Datenmaterial der definierten Festigkeitsparameter zu gewinnen. Der gewählte Fasergehalt orientiert sich mit 40 kg/m^3 an der Obergrenze der derzeit praxisrelevanten Dosierungen.

Untersuchungen an kombiniert bewehrten Balken zeigen, daß eine einfache additive Berücksichtigung der Faserwirkung zur Tragwirkung der Bewehrung nicht möglich ist. Zur Berücksichtigung dieser Interaktion werden Abminderungsfaktoren vorgeschlagen. Da unterschiedlich große Interaktionswirkungen in Abhängigkeit vom verwendeten Fasertyp festgestellt werden, wären detailliertere Untersuchungen unter Variation von Fasertyp und -menge wünschenswert.

Anhand von Schwellastversuchen wird eine Abschätzung des Langzeitverhaltens des zugbeanspruchten Stahlfaserbetons sowie kombiniert bewehrten Betons vorgenommen.

In Bauteilversuchen an $5,00 \times 5,00 \text{ m}^2$ großen auf 9 Stützen gelagerten Stahlfaserbetonplatten wird gezeigt, daß eine geringe örtliche Zulagebewehrung oder eine zusätzliche Vorspannung das Biegetragverhalten entscheidend beeinflusst. Bei den punktgestützten Platten wirkt sich der Einfluß der in den Stützstreifen liegenden Bewehrung über diese hinaus auf das gesamte Bauteil aus. Die Versuche belegen, daß die Biegetragfähigkeit mehrachsig abtragender Bauteile aus Stahlfaserbeton nach der Bruchlinientheorie berechnet werden kann.

Im zentrischen Zugversuch werden einachsiale Materialgesetze des zugbeanspruchten Stahlfaserbetons ermittelt. Die Arbeitslinie wird in ein Finite-Element-Programm integriert. Mit der dreidimensionalen nichtlinearen Berechnung kann das Trag- und Verformungsverhalten punktgestützter Platten gut abgebildet werden. Für die praktische Anwendung wird ein vereinfachtes zweidimensionales Rechenverfahren mit elasto-plastischen Materialgesetzen vorgestellt.

Im Rahmen des vorgestellten Ingenieurmodells wird zur Ermittlung der Systemtragfähigkeit örtlich durch Betonstahl verstärkter Stahlfaserbetonplatten die klassische Bruchlinientheorie erweitert. Darauf baut das auf Seite 119 vorgestellte Bemessungsdiagramm für kombiniert bewehrte Platten (Bild 6.13) auf.

Auf Basis der Sicherheitstheorie erster Ordnung wird das operative Zuverlässigkeitsniveau von Stahlfaserbetonbauteilen mit Stahlbetonbauteilen sowie kombiniert bewehrten Bauteilen verglichen. Aufgrund der Streuungen der Festigkeitsparameter ergeben sich sehr hohe Teilsicherheitsfaktoren für Faserbeton, wenn die Tragfähigkeit maßgebend von der statischen Wirkung der Stahlfasern abhängig ist. Es wird gezeigt, daß die für die Sonderfälle Industrieboden und Tunnelinnenschale erarbeiteten DBV-Merkblätter für Stahlfaserbeton nicht generell auf den allgemeinen Hochbau übertragen werden können.

Dem europäischen Normenkonzept liegt der Gedanke der sicherheitsorientierten Bemessung zugrunde. In dieser Arbeit wird für Stahlfaserbeton eine vergleichbare Bemessungsgrundlage aufgestellt sowie theoretisch und im Versuch belegt. Die Betrachtung beschränkt sich auf zug- und biegebeanspruchte Bauteile. Eine Erweiterung hinsichtlich schubbeanspruchter Bauteile wäre wünschenswert.

Bei den untersuchten Materialeigenschaften handelt es sich um Laborwerte. Es muß davon ausgegangen werden, daß Baustellenbedingungen die Festigkeitsparameter des zugbeanspruchten Stahlfaserbetons stärker beeinflussen als die des eingebauten Betonstahls. Im Rechenmodell wird dieser Umstand pauschal in dem Abminderungsfaktor für Langzeiteinwirkung zusammengefaßt. Jedoch können erst In-Situ-Untersuchungen zur Bestätigung dieser Annahme beitragen.

Durch die vorgestellte Arbeit wird die Anwendung des Stahlfaserbetons unter Berücksichtigung der Faserwirkung in Kombination mit Betonstahl für tragende Industrieböden auf Pfählen ermöglicht. Eine allgemeine Anrechnung der statischen Wirkung der Stahlfasern bei der Bemessung tragender Bauteile sollte jedoch erst in Erwägung gezogen werden, wenn die Anwendbarkeit der vorgestellten Rechenmodelle am realen Bauteil verifiziert wird sowie eine garantierte Mindestausführungsqualität sichergestellt werden kann.

8 Literatur

- [1] ACI Committee 544: Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete, ACI 544.4R-88 (Reapproved 1994)
- [2] ACI Committee 544: Fiber Reinforced Concrete, ACI Report 544.1R-96, 1996
- [3] ACI Committee 544: Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete, ACI 544.2R-89, 1989
- [4] *Armelin, S.; Banthia, N.*: Predicting the Flexural Postcracking Performance of Steel Fiber Reinforced Concrete from the Pullout of Single Fibers, ACI Materials Journal, 1997, p. 18-31
- [5] ASTM C 1018-92: Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete, ASTM Annual Book of Standards, Vol. 04.02, Philadelphia, 1992, S. 510 - 516
- [6] *Basler, E.*: Untersuchungen über den Sicherheitsbegriff von Bauwerken Schweizer Archiv April 1961, S. 133 - 160
- [7] *Bertram, D.*: Erläuterungen zu DIN 4227, Spannbeton; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 320; Beuth Verlag Berlin 1989
- [8] Comité Euro-International du Béton: Concrete Tension and Size Effects. Contributions from CEB Task Group 2.7, Bulletin Nr. 237, 1997
- [9] Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft 1991
- [10] Comité Euro-International du Béton: First Order Reliability Concepts für Design Codes, CEB Bulletin d'Information No. 112, Paris, July 1976
- [11] Deutscher Betonverein: Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau; DBV-Merkblätter 1992 (red. überarbeitet 1996), S. 19 – 43
- [12] Deutscher Betonverein: Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton; DBV-Merkblätter 1991 (red. überarbeitet 1996); S. 258 – 273
- [13] *Dietrich, J.; Maidl, B.*: M-N-Qualitätsprüfung für Stahlfaserbeton im Tunnelbau, Bautechnik 70 (1993), S. 462 – 468

- [14] *Dilger, W.*: Veränderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluß auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 179, Beuth Verlag Berlin 1966
- [15] DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Juli 1988
- [16] DIN 1048: Prüfverfahren für Beton; Juni 1991
- [17] DIN 4227: Spannbeton; Juli 1988, Änderung DIN 4227-1/A1; Juli 1995
- [18] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen (GruSiBau), Beuth Verlag Berlin, Köln, 1981
- [19] DRAMIX Guideline: Design of concrete structures. Steel wire fibre reinforced concrete structures with and without ordinary reinforcement. Infrastructur in het Leefmilieu, Nr. 4-1995
- [20] *Duda, H.*: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 419; Beuth Verlag Berlin 1991
- [21] EUROCODE 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke; Deutsche Fassung ENV 1991-1:1994; Dezember 1995
- [22] EUROCODE 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Deutsche Fassung ENV 1992-1-1: 1991; Juni 1992
- [23] *Falkner, H.*: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 208; Verlag Ernst & Sohn Berlin 1969
- [24] *Falkner, H.; Teutsch, M.*: Untersuchungen des Biegetragverhaltens von Stahlfaserbetonbalken unter Variation der Faserart; Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig 1993
- [25] *Gossla, U.; Falkner, H.*: Pfahlgestützte Bodenplatten – Bemessungsvorschläge, Forschungsbericht iBMB TU Braunschweig, 1997 (unveröffentlicht)
- [26] *Gossla, U.; Falkner, H.*: Pfahlgestützte Bodenplatten aus Stahlfaserbeton, Forschungsbericht iBMB TU Braunschweig, 1997 (unveröffentlicht)
- [27] *Gossla, U.; Falkner, H.*: Pfahlgestützte Bodenplatten aus vorgespanntem Stahlfaserbeton, Forschungsbericht iBMB TU Braunschweig, 1998 (unveröffentlicht)
- [28] *Griffith, A.A.*: The phenomena of rupture and flow in solids, Philosophical Transaction, Royal Society of London, Vol. 221, 1920, S. 163-198

- [29] *Grimm, R.*: Einfluß bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 477; Beuth Verlag Berlin 1997
- [30] *Hartwich, K.*: Zum Riß- und Verformungsverhalten von stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug, Dissertation TU Braunschweig, 1986
- [31] *Henke, V.*: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung, Dissertation TU Braunschweig, 1980
- [32] *Hillerborg, A.*: Analysis of fracture by means of the fictitious crack model, particularly for fibre reinforced concrete, The International Journal of Cement Composites, Vol. 2, No. 4, S. 177 - 184, 1980
- [33] *Hillerborg, A.; Modeer, M.; Petersson, P.-E.*: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by means of Fracture Mechanics and Finite Elements, Cement and Concrete Research 6, S. 773 - 782, 1976
- [34] *Huang, Z.*: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, Dissertation TU Braunschweig, 1995
- [35] Japan Concrete Institute: Method of Tests for Flexural Strength and Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete, JCI Standard SF-4, JCI Standards for Test methods of Fiber Reinforced Concrete, Tokyo, June 1984, S. 45 - 51
- [36] *Johansen, K. W.*: Bruchmomente der kreuzweise bewehrten Platten, Int. Verein. Brückenbau u. Hochbau 1 (April 1932), S. 277 - 296
- [37] *Johansen, K. W.*: Yield-line-theory, Cement and Concrete Association, London 1962
- [38] Joint Committee on Structural Safety: Proposal for probabilistic models, Memorandum CON-92-1337/VRA/BKA, November 1992
- [39] *Kaplan, M. F.*: Crack Propagation and the Fracture of Concrete, ACI Journal, Vol. 58, S. 591-610, November 1961
- [40] *König, G.; Hosser, D.; Schobbe, W.*: Sicherheitsanforderungen für die Bemessung von baulichen Anlagen nach den Empfehlungen des NABau – eine Erläuterung, Bauingenieur 57, S. 69 – 78, 1982
- [41] *König, G.; Tue, N.*: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 466; Beuth Verlag Berlin 1996
- [42] *König, G.; Tue, N.; Ahner, C.*: Consistent safety format, CEB Bulletin d'Information No. 239 – Non-linear Analysis / Safety Evaluation and Monitoring, 1997

- [43] *Kopp, S.*: Experimentelle Nachweise von Gefügeänderungen im Beton, 34. DAfStb-Forschungskolloquium, 1997, S. 187-196
- [44] *Kordina, K. et al.*: Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2 Teil 1, Beuth Verlag Berlin, Köln, 1992
- [45] *Kupfer, H.; Hochreiter, H.*: Anwendungen des Spannbetons; Betonkalender 1993 Teil II; S.487 - 550; Verlag Ernst & Sohn Berlin
- [46] *Lange-Kornbak, D.; Karihaloo, B. L.*: Tension Softening of Fibre-Reinforced Cementitious Composites, Cement and Concrete Composites 19, Elsevier Science Ltd., 1997
- [47] *Liu, H.*: Nichtlineare bruchmechanische Untersuchungen an Beton und Stahlbeton, Dissertation Universität Essen, 1996
- [48] *Liu, P.L.; Der Kiureghian, A.*: Multivariate Distribution Models with Prescribed Marginals and Covariances, Probabilistic Engineering Mechanics, Bnd. 1, Nr. 2; S. 105-112, 1986
- [49] *Maidl, B.*: Stahlfaserbeton, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1991
- [50] *Mindess, S.; Taerwe, L.; Lin, Y.-Z.; Ansary, F.; Batson, G.*: Standard testing, High Performance Fiber Reinforced Concrete Composites 2, E & FN Spon, London, 1996
- [51] *Nemegeer, D.E.; Tatnall, P.C.*: Measuring Toughness Characteristics of SFRC – A Critical View of ASTM C 1018, Testing of Fiber Reinforced Concrete S. 77 - 91, ACI, SP-155, 1995
- [52] *Noakowski, P.*: Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangsbeanspruchung und Rißbreite, Kontinuierliche Theorie der Mitwirkung des Betons auf Zug, Rechenhilfen für die Praxis; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 394; Beuth Verlag Berlin 1988
- [53] *Östlund, L.*: An Estimation on γ -Values. CEB Bulletin D'Information No. 202, Lausanne, May 1991
- [54] *Ouyang, C.; Mobasher, B.; Shah, S. P.*: Prediction of fracture of concrete and fiber reinforced concrete by the R-curve approach, Applications of fracture mechanics to reinforced concrete, Oktober 1990
- [55] *Sawczuk, A.; Jaeger, Th.*: Grenztragfähigkeits-Theorie der Platten, Springer Verlag Berlin / Göttingen / Heidelberg, 1963
- [56] *Schießl, P.*: Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 400; Beuth Verlag Berlin 1989
- [57] *Schlangen, E.*: Experimental and Numerical Analysis of Fracture Processes in Concrete, Dissertation TU Delft, 1993

- [58] *Schneider, J.*: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, Teubner Verlag, 1996
- [59] *Schnütgen, B.*: Das Festigkeitsverhalten von mit Stahlfasern bewehrtem Beton unter Zugbeanspruchung, Dissertation Ruhr-Universität Bochum, 1975
- [60] *Schobbe, W.*: Konzept zur Definition und Kombination von Lasten im Rahmen der deutschen Sicherheitsrichtlinie, Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau, Heft 31, Technische Hochschule Darmstadt, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1982
- [61] *Schorn, H.*: Damage Process and Fracture of Uniaxially Loaded Concrete. Micromechanics of Concrete and Cementitious Composites. ed. by C. Huet, S. 35-43, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 1993
- [62] *Schütte, J.*: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten, Dissertation TU Braunschweig, 1997
- [63] Schweizer Ingenieur- und Architektenverein: SIA Richtlinie 162/6, Ausgabe 1998 / Entwurf Dezember 1997
- [64] *Stang, H.; Li, V.; Krenchel, H.*: Design and structural applications of stress-crack width relations in fibre reinforced concrete, Materials and Structures, S. 210-219, 1995
- [65] Swanson Analysis Systems, Inc.: ANSYS Analysis Guides; Element Reference; Theory Reference; Commands Reference, Release 5.4, 1997
- [66] *Visalvanich, K.; Naaman, A. E.*: Fracture Model for Fiber Reinforced Concrete, AIC Journal, No. 80-14, S. 128-138, March-April 1983
- [67] *Vismann, U.*: Zuverlässigkeitstheoretische Verifikation von Bemessungskriterien im Stahlbetonbau, Dissertation TU München, 1995
- [68] *Vißmann, H.-W.*: Stahlfaserverstärkte Stahlbetonplatten, Dissertation Ruhr-Universität Bochum, 1983
- [69] *Weigler, H.; Karl, S.*: Beton: Arten, Herstellung, Eigenschaften, Verlag Ernst u. Sohn, 1989
- [70] *Wörner, J.-D.; Shen, X. F.*: Beurteilung der Sicherheit einer Garage aus Stahlfaserbeton, Bauingenieur 69, S. 409-413, 1994

Lebenslauf

Persönliches	Ulrich Gossia geboren am 02. Oktober 1969 in Darmstadt ledig
Schulbildung	4 Jahre Grundschule Carl-Ulrich Schule in Darmstadt 9 Jahre Gymnasium Lichtenbergschule in Darmstadt Abitur im Mai 1989
Grundwehrdienst	15 Monate bei der Bundeswehr in Baumholder und Mainz
Studium	Bauingenieurstudium an der Technischen Hochschule Darmstadt Fachrichtung Konstruktiver Ingenieurbau Diplomhauptprüfung im Juni 1995
Beruf	01.05.1995 bis 31.03.1999 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig seit 01.04.1999 Mitarbeiter bei Oriental Construction Co. Ltd, Japan

Schmidt Buchbinderei & Druckerei
Hamburger Straße 267
38114 Braunschweig
Telefon 0531/ 33 75 89
Telefax 0531/ 34 44 49
e-mail Schmidt.Druck.BS@t-online.de

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier